



**FEUP** Universidade do Porto  
Faculdade de Engenharia

# *Aplicação de um Modelo de Dano Contínuo na Modelação de Estruturas de Alvenaria de Pedra*

## *Igreja de Gondar – Um Caso de Estudo*

Bruno Luís Quelhas da Silva

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, realizada sob supervisão dos Professores João Paulo Miranda Guedes do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e Prof. Aníbal Guimarães da Costa do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

**Março de 2008**

*Em memória da minha avó.*



## AGRADECIMENTOS

Com o finalizar deste trabalho resta apenas expressar os meus mais sinceros agradecimentos a todas as pessoas e entidades que directa ou indirectamente para ele contribuíram. No entanto, não posso deixar de dar especial atenção a um conjunto de pessoas que à sua maneira muito própria marcaram de uma forma especial esta fase da minha vida.

- Um agradecimento muito especial ao meu orientador, o Prof. João Paulo Miranda Guedes que desde o primeiro dia e ao longo destes últimos anos demonstrou um grande empenho, cuidado e dedicação na orientação do meu trabalho. Amizade, paciência, disponibilidade e compreensão são apenas alguns dos adjectivos que reflectem a sua atitude e relação comigo e com todas as pessoas com quem trabalha.
- Ao meu co-orientador, o Prof. Aníbal Guimarães da Costa por me ter aberto esta porta e pela disponibilidade e entusiasmo com que impulsionou este trabalho. Pela sua forma expedita e prática de resolver problemas que inspiram todos aqueles com quem colabora. Agradeço ainda por constantemente nos lembrar que não vale a pena complicar o que é fácil.
- Gostaria de agradecer ao Prof. António Arêde pelo entusiasmo que me transmitiu pela vida laboratorial e por todo o conhecimento que dela adveio e ainda pelo apoio, disponibilidade e empenho demonstrados na resolução dos problemas por mim colocados na sequência deste trabalho.
- Um agradecimento ao Prof. Nelson Vila Pouca pela sua permanente disponibilidade, pela boa disposição que irradia e ainda pelas sempre oportunas trocas de ideias caracterizadas por um raciocínio simples e intuitivo, que o tornam uma inspiração enquanto engenheiro para todos aqueles que o conhecem.
- Uma agradecimento aos funcionários do LESE, em especial ao Sr. Valdemar pela vontade, criatividade e engenho com que enfrentou todos os desafios.
- Um agradecimento à DGEMN em particular ao Arquitecto Augusto Costa pelos elementos fornecidos relativos à igreja de Gondar.

- Ao longo deste dois anos partilhei o meu espaço de trabalho (G311) com um grupo de pessoas sempre bem dispostas com quem vivi momentos muito particulares e aos quais me orgulho de chamar amigos; André Resende, Hugo Coelho, António Guerra, Romeu Simões, Pedro Borges, Vidigal Rodrigues, Fernando Marques, Helder Figueiredo, Hugo Melvin e Luís Carrilho.
- Queria ainda agradecer de uma forma especial aos meus colegas de licenciatura que me acompanharam ao longo destes anos; Ricardo Monteiro, Nuno Santos, Ricardo Pimentel, Bruno Zuada, Luís Silva e Carlos Rodrigues.
- À Eng<sup>a</sup> Cristina Costa pela sua paciência, permanente disponibilidade e conselhos técnicos que em muito enriqueceram este trabalho.
- Aos funcionários da Secção de Estruturas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, em particular à Joana Rodrigues, Cláudia, D<sup>a</sup> Maria Vitória e Marta pela simpatia, disponibilidade e prontidão demonstrada.
- Aos meus amigos e companheiros de trabalho; Valter Lopes, Filipe Neves, Tiago Ilharco, Rui Ribeiro ('Dirgs'), Luís Miranda, Esmeralda Paupério, Xavier Romão e Cilísia Ornelas pelo seu espírito de entre ajuda, permanente apoio, companheirismo e principalmente pela capacidade de me fazerem encarar sempre com um sorriso e entusiasmo o meu dia a dia.
- À minha família que sempre me incentivou e apoiou, ainda que de forma discreta, em todos os momentos deste trabalho, com especial relevância agradeço à minha avó que apesar das suas dificuldades muito me ajudou durante esta fase, representando ainda toda a minha força.
- Um dos agradecimentos mais importantes é dirigido a um conjunto de pessoas incríveis que não contribuindo directamente para este trabalho desempenharam um dos papéis mais importantes e especiais, marcando os melhores momentos da minha vida ao longo deste período com a sua presença e acima de tudo amizade. Sérgio Neves, Filipe Moutinho, Alexandre Costa, Adriana Costa, Pedro Cancelinha, Bruno Carvalho, Cristina Alves Ribeiro, Sara Rios, Fernando Bastos, Isabel Horta, Alexandra Feliz, Susana Pina, Joana Delgado, Mário Marques e Maria Margarida. *"Obrigado simplesmente por serem como são!"*
- Uma palavra muito especial à Maria Inês, pelo carinho, compreensão, incentivo e principalmente amizade transmitida, que muito contribuíram para a conclusão deste trabalho. (*"Vive mente, corde ama"*)

## RESUMO

A alvenaria de pedra compõe uma grande parte das estruturas existentes actualmente em Portugal, principalmente as catalogadas como património histórico. Como tal, a compreensão do seu comportamento revela-se de grande importância, sendo, no entanto, uma tarefa bastante complexa devido à grande variabilidade e incerteza das propriedades e da geometria deste material estrutural. Em particular, quando estruturas deste tipo são submetidas a acções dinâmicas, nomeadamente do tipo sísmico é importante compreender o seu comportamento, nomeadamente os mecanismos de colapso e de progressão de dano.

Neste trabalho é efectuada a análise sísmica de uma antiga igreja portuguesa do século XII, a igreja de Gondar, situada na zona Norte de Portugal. Trata-se de uma análise tridimensional dinâmica com elementos finitos usando o programa de cálculo Cast3M (CEA, 1990) e considerando diferentes estratégias de modelação com diferentes níveis de complexidade geométrica. Foram adoptados dois tipos de modelos de comportamento material diferentes para a alvenaria: (a) linear e (b) não linear. O modelo não linear adoptado para a simulação do comportamento da alvenaria de pedra foi o modelo de dano contínuo (Faria, 1994), inicialmente desenvolvido para a análise de estruturas compostas por grandes massas de betão (ex: barragens). A utilização deste modelo exigiu uma análise de sensibilidade paramétrica por forma a avaliar a sua aplicabilidade a este tipo de material que é caracterizado por uma grande heterogeneidade e por um comportamento bastante anisotrópico. A calibração do modelo para a sua utilização em estruturas de alvenaria foi feita a partir dos resultados de ensaios experimentais realizados nas paredes de alvenaria e com base em resultados retirados da bibliografia disponível.

Na sequência deste trabalho foram então construídas e ensaiadas duas paredes de alvenaria de pedra no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade (FEUP). As paredes foram ensaiadas sob a acção de uma carga vertical constante e de uma história de deslocamentos cíclicos de amplitude crescente aplicada no plano da parede. Os resultados deste ensaio e a sua análise crítica permitiram não só adquirir um melhor conhecimento do comportamento deste tipo de estrutura, como representam também um contributo no sentido da definição de dados para a utilização em modelos numéricos avançados, no caso deste trabalho o modelo de dano contínuo.

A igreja foi então analisada considerando uma fundação rígida e submetida à acção do peso próprio e de acelerogramas artificiais gerados com base nos espectros de resposta da norma EN 1998-1:2005 (CEN, 2005) e no zonamento proposto no Documento Nacional de Aplicação (DNA).

Os resultados das várias análises efectuadas foram discutidos e comparadas em termos de análise do estado de tensão e de deformação dos diferentes elementos da estrutura da igreja, avaliando a sua capacidade resistente a este tipo de acções e identificando as zonas mais críticas. Tendo sido também efectuada a comparação dos resultados obtidos com as diferentes estratégias de modelação, avaliando e comentando as suas diferenças.

Finalmente foram analisadas algumas soluções de reforço à acção sísmica ao nível da cobertura da igreja, tendo-se comparado e avaliado o seu desempenho e eficiência.

## ABSTRACT

Stone masonry is one of the oldest constructive solutions still in use; it was used on a huge diversity of constructions (houses, temples, bridges...) that can be found all throughout Portugal, mainly on structures labelled as historical heritage. The analysis of stone masonry structures creates important challenges, due to the fact that this material is very heterogeneous, with unknown internal geometry and characterized by a big mechanical variability and uncertainty. Therefore, understanding how these structures behave is very important, especially under dynamic loads, in order to evaluate possible collapse mechanisms and damage progression along the structure.

In this work, it's analysed the seismic behaviour of an ancient 17<sup>th</sup> century church, located in Gondar, in the north of Portugal. Consists on a tri dimensional finite element dynamic analysis using the program Cast3M (CEA, 1990) and considering two different modelling strategies in terms of geometrical complexity. It adopted two types of masonry material behaviour: (a) linear and (b) non linear. The non linear model adopted to simulate the stone masonry behaviour was a continuum damage model (Faria, 1994), initially developed for the analyse of large volumes concrete structures, like dams. The first step to assess the model applicability to such a heterogeneous and anisotropic material like stone masonry was a parametric sensitivity analysis. The model numerical adjustment was preformed based on the experimental tests results made on masonry walls at LESE and on experimental results available on the bibliography.

With this in mind an experimental study was preformed concerning the structural behaviour of stone masonry walls built at the Laboratory of Seismic and Structural Engineering (LESE) of the Faculty of Engineering of Porto University. The walls were tested under constant vertical load and cyclic horizontal loads applied on the top of the wall, in order to simulate the effects of a horizontal seismic type action. The experimental tests results and its analysis, besides allowing a better understanding of the walls structural cyclic behaviour, in particular the estimation of the energy dissipation, ductility capacity, strength and stiffness, it also represented an important contribution towards the definition of data for using in advanced numerical models, such as the continuum damage model adopted in this work.

The church was then analysed considering a rigid foundation and submitted to its self-weight and to artificial generated accelerograms based on a normalized response spectra EN 1998-1:2005 (CEN, 2005) and on the zoning proposed in the Document of National Application (DNA).

The results of the different seismic modelling strategies, namely the stress and the deformation state of the structural elements, the assessment of the structures seismic response and the identification the most vulnerable spots, were compared, allowing us to assess the differences and to give answers to questions such as: Is it really necessary to perform highly complex and time consuming non linear analysis, when studying this type of structures? Do they bring any advantages or additional important information to the study? What are the main differences?

Finally some seismic strengthening solutions applied at the top of the church walls and on the roof were analysed and its performance and efficiency were evaluated and compared.

## ÍNDICE GERAL

### CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.	INTRODUÇÃO .....	1-1
1.1.	OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO .....	1-1
1.2.	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	1-2

### CAPÍTULO 2 – ESTADO DE ARTE

2.	ESTADO DE ARTE .....	2-1
2.1.	INTRODUÇÃO .....	2-1
2.2.	CONSTRUÇÃO EM ALVENARIA DE PEDRA – BREVE CONTEXTUALIZAÇÃO ..	2-1
2.2.1.	O início .....	2-1
2.2.2.	Consciencialização .....	2-4
2.2.3.	O material .....	2-5
2.3.	MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA DE PEDRA .....	2-6
2.3.1.	Importância .....	2-6
2.3.2.	Problemática .....	2-6
2.3.2.1.	Estruturas de alvenaria de pedra e o seu comportamento à acção sísmica .....	2-7
2.3.3.	Avanços: Metodologias e modelos usados na simulação de alvenaria .....	2-8
2.3.3.1.	Modelação com elementos finitos .....	2-8
2.3.3.2.	Modelação com elementos discretos .....	2-12

2.3.4. Juízo crítico .....	2-15
----------------------------	------

### **CAPÍTULO 3 – ENSAIOS EXPERIMENTAIS EM PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA**

3. ENSAIOS EXPERIMENTAIS EM PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA .....	3-1
3.1. INTRODUÇÃO.....	3-1
3.1.1. Classificação das paredes de alvenaria de pedra .....	3-1
3.1.2. Modos de rotura de paredes de alvenaria de pedra .....	3-4
3.1.3. Ensaio realizados .....	3-5
3.2. CONCEPÇÃO E TIPOLOGIA DAS PAREDES ENSAIADAS .....	3-7
3.3. METODOLOGIA E EQUIPAMENTOS DE ENSAIO .....	3-9
3.3.1. Setup do ensaio experimental das paredes .....	3-9
3.3.2. Condições de carregamento .....	3-14
3.4. ENSAIO 1 (PA1NR) – DESCRIÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS .....	3-17
3.4.1. Análise da curva de resposta global Força vs Deslocamento .....	3-17
3.4.2. Comportamento local das juntas laterais.....	3-18
3.4.3. Análise da rotação da parede em torno de um eixo vertical.....	3-21
3.4.4. Análise do comportamento das faces laterais das paredes (deslocamento horizontal) .....	3-22
3.4.5. Análise do deslocamento vertical das faces laterais.....	3-24
3.4.6. Análise do movimento diagonal na face frontal da parede .....	3-27
3.5. ENSAIO 2 (PA2NR) – DESCRIÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS .....	3-30
3.5.1. Análise da curva de resposta global Força vs Deslocamento .....	3-30
3.5.2. Comportamento local das juntas laterais.....	3-31
3.5.3. Análise da rotação da parede em torno de um eixo vertical.....	3-34



3.5.4.	Análise do comportamento das faces laterais das paredes (deslocamento horizontal) .	3-35
3.5.5.	Análise do deslocamento vertical das faces laterais.....	3-37
3.5.6.	Análise do movimento diagonal na face frontal da parede .....	3-39
3.6.	AVALIAÇÃO DA ENERGIA DISSIPADA .....	3-42
3.7.	CONCLUSÕES GERAIS .....	3-44

## CAPÍTULO 4 – CALIBRAÇÃO DO MODELO DE DANO CONTÍNUO

4.	CALIBRAÇÃO DO MODELO DE DANO CONTÍNUO.....	4-1
4.1.	INTRODUÇÃO.....	4-1
4.2.	MODELO DE DANO – CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	4-3
4.3.	CALIBRAÇÃO E VERIFICAÇÃO DO MODELO DE DANO COM BASE NOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS (PA1NR E PA2NR) .....	4-6
4.3.1.	Resultados relevantes dos ensaios experimentais (PA1NR e PA2NR).....	4-6
4.3.2.	Modelação numérica das paredes de alvenaria .....	4-7
4.3.3.	Análise de sensibilidade paramétrica .....	4-7
4.3.3.1.	Análise uni-paramétrica .....	4-8
4.3.3.1.1.	Parâmetros de ajuste geométrico da curva material (EXT1, STR1, EXT e STR2).....	4-12
4.3.3.1.2.	Tensão e extensão de referência para o parâmetro plástico (EXTP e STRP).....	4-16
4.3.3.1.3.	Módulo de Elasticidade (YOUN) .....	4-17
4.3.3.1.4.	Limite elástico de compressão (FC01).....	4-18
4.3.3.1.5.	Resistência última à compressão (FCU1) .....	4-19
4.3.3.1.6.	Tensão de tracção de pico (FTU1).....	4-20

4.3.3.1.7. Energia de fractura (GVAL) .....	4-20
4.3.3.1.8. Extensão última (EXTU).....	4-21
4.3.3.1.9. Principais conclusões da análise uni-paramétrica .....	4-21
4.3.3.2. Análise multi-paramétrica .....	4-22
4.3.4. Conclusões relativas à calibração do modelo de dano com base nos ensaios PA1NR e PA2NR.....	4-24
4.4. CALIBRAÇÃO E VERIFICAÇÃO DO MODELO DE DANO CONTÍNUO COM BASE NUM CASO DA BIBLIOGRAFIA.....	4-26
4.4.1. Introdução .....	4-26
4.4.2. Calibração da curva de comportamento do material com base nos ensaios à compressão.....	4-26
4.4.3. Ensaio cíclicos .....	4-32
4.4.4. Conclusões relativas à calibração do modelo de dano com base na bibliografia.....	4-35

## **CAPÍTULO 5 – ANÁLISE SÍSMICA DA IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO**

5. ANÁLISE SÍSMICA DA IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO .....	5-1
5.1. INTRODUÇÃO.....	5-1
5.2. DESCRIÇÃO DA IGREJA VELHA DE GONDAR .....	5-2
5.2.1. Descrição geral.....	5-2
5.2.2. Descrição estrutural.....	5-3
5.2.3. Situação actual .....	5-5
5.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA IGREJA VELHA DE GONDAR.....	5-8
5.3.1. Introdução .....	5-8
5.3.2. Caracterização geométrica da igreja de Gondar.....	5-9

---

5.3.3.	Condições de fronteira .....	5-14
5.3.4.	Características mecânicas dos materiais .....	5-14
5.4.	ANÁLISE MODAL PRELIMINAR DA IGREJA DE GONDAR .....	5-16
5.4.1.	Acções permanentes ( $G_k$ ).....	5-17
5.4.2.	Análise modal usando o modelo de casca (MSC-A1).....	5-18
5.4.3.	Análise modal da igreja de Gondar usando elementos de volume.....	5-20
5.4.3.1.	Modelo simplificado da igreja de Gondar (MSV-A1) .....	5-20
5.4.3.2.	Modelo detalhado da igreja de Gondar (MCV-A1) .....	5-22
5.5.	ANÁLISE ESTÁTICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA IGREJA DE GONDAR (ACÇÕES PERMANENTES).....	5-24
5.5.1.	Modelo de casca (MSCL-A1) .....	5-24
5.5.2.	Modelo de volume (MSVL-A1 e MSVNL-A1).....	5-26
5.6.	ANÁLISE SÍSMICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA IGREJA VELHA DE GONDAR .....	5-30
5.6.1.	Equação de equilíbrio dinâmico.....	5-30
5.6.2.	Resolução de problemas dinâmicos não lineares .....	5-31
5.6.2.1.	Método de Newmark.....	5-31
5.6.3.	Amortecimento de Rayleigh ( $\xi$ ).....	5-32
5.6.3.1.	Amortecimento histerético ( $\zeta_{hist}$ ) .....	5-33
5.6.4.	Ação sísmica considerada no estudo da igreja de Gondar .....	5-35
5.6.4.1.	Combinação de acções .....	5-38
5.6.5.	Modelos de comportamento linear.....	5-38
5.6.5.1.	Análise linear com elementos de casca (MSCL-A1) .....	5-39

5.6.5.2. Análise linear com elementos de volume (MSVL-A1).....	5-45
5.6.6. Modelo de comportamento não linear (MSVNL) .....	5-50
5.6.6.1. Análise da estrutura considerando a componente vertical (ZZ) da acção sísmica.....	5-56
5.7. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DE ELEMENTOS DE REFORÇO AO NÍVEL DA COBERTURA .....	5-61
5.7.1. Análise modal da influência de elementos de reforço ao nível da cobertura no comportamento da igreja.....	5-61
5.7.1.1. Análise modal da influência da cobertura no comportamento da igreja .....	5-61
5.7.1.2. Solução de reforço S1 – MSV-A3 .....	5-63
5.7.1.3. Solução de reforço S2 – MSV-A3 .....	5-67
5.7.1.4. Solução de reforço S3 – MSV-A5 .....	5-67
5.7.2. Análise sísmica da influência de elementos de reforço ao nível da cobertura no comportamento da igreja.....	5-68
5.7.2.1. Análise sísmica da influência da cobertura no comportamento da igreja .....	5-68
5.7.2.2. Solução de reforço S1 – MSV-A3 .....	5-71
5.7.2.3. Solução de reforço S2 – MSV-A4 .....	5-76
5.7.2.4. Solução de reforço S3 – MSV-A5 .....	5-80

## **CAPÍTULO 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	6-1
6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	6-1
6.1.1. Análise experimental.....	6-1
6.1.2. Análise numérica.....	6-2

6.1.2.1.	Calibração do modelo de dano .....	6-2
6.1.2.2.	Análise numérica da igreja de Gondar .....	6-4
6.2.	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....	6-10

## ÍNDICE DE FIGURAS

### CAPÍTULO 2 – ESTADO DE ARTE

Figura 2.1 – Exemplos de construções em alvenaria de pedra em Portugal. ....	2-2
Figura 2.2 – (a) Pirâmides de Gizé (Nilson, 2005). (b) Coliseu de Roma. ....	2-3
Figura 2.3 – Construção em alvenaria de pedra. (a) Pirâmide Chichén Itzá. (b) Grande Muralha da China. ....	2-3
Figura 2.4 – Património devoluto. (a) Zona rural. (b) Zona urbana. ....	2-4
Figura 2.5 – (a) Micro modelação detalhada. (b) Micro modelação simplificada. ....	2-9
Figura 2.6 – Princípio de funcionamento do algoritmo de marcação de elementos, (Clemente, 2006). ... .....	2-10
Figura 2.7 – Superfície limite assumida para as variáveis de dano, (Saetta, 2002). ....	2-11
Figura 2.8 – Componentes de tensão na junta argamassada, (Lagomarsino, 1997). ....	2-11
Figura 2.9 – Volume de referência, (Calderini, 2008). ....	2-12
Figura 2.10 – Modelo de contacto “ <i>soft contact</i> ”, em que $u_n$ representa a sobreposição de blocos e $u_s$ a componente de deslizamento, (Lemos, 2007). ....	2-13
Figura 2.11 – Modelo de contacto “ <i>rigid contact</i> ”, em que $u_s$ representa o deslocamento de corte quando ocorre deslizamento, (Lemos, 2007). ....	2-13
Figura 2.12 – Unidade de referência definida por elementos rígidos, (Casolo, 2004a). ....	2-14
Figura 2.13 – Esquema de uma parede de alvenaria irregular e da unidade de referência definida por quatro elementos rígidos, (Casolo, 2007). ....	2-15

### **CAPÍTULO 3 – ENSAIOS EXPERIMENTAIS EM PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA**

Figura 3.1 – Classificação das paredes de alvenaria quanto ao tipo de aparelho. (a) Juntas desalinhadas. (b) Juntas irregulares alinhadas. (c) Juntas regulares alinhadas. ....	3-2
Figura 3.2 – Classificação das paredes de alvenaria quanto ao assentamento (GNDT, s.d.). (a) Horizontal. (b) Horizontal/Vertical. (c) Aleatório. (d) Escalonado com fiadas de regularização. (e) Em espinha de peixe. (f) Com calços ou cunhas. ....	3-3
Figura 3.3 – Classificação da secção das paredes de alvenaria quanto ao número de paramentos (GNDT, s.d.). (a) Paramento simples. (b) Dois paramentos sem ligação. (c) Dois paramentos com ligação. (d) Três paramentos com núcleo de fraca qualidade. ....	3-3
Figura 3.4 – Formas de rotura das paredes de alvenaria submetidas a acções no plano, (Nejati, 2005). (a) Rotura por deslizamento. (b) Rotura por flexão. (c) Rotura por corte.....	3-4
Figura 3.5 – Configuração típica de ensaios quasi-estáticos no plano, realizados em paredes de alvenaria, (Vasconcelos, 2005). ....	3-5
Figura 3.6 – Fases de construção das paredes ensaiadas. ....	3-7
Figura 3.7 – Paredes ensaiadas. (a) PA1. (b) PA2. ....	3-8
Figura 3.8 – Setup dos ensaios.....	3-9
Figura 3.9 – Actuadores hidráulicos verticais.....	3-9
Figura 3.10 – Actuador hidráulico horizontal. ....	3-10
Figura 3.11 – Posicionamento das células de carga (Vista em planta da parede).....	3-10
Figura 3.12 – Células de cargas. (a) Células de carga colocadas nos tirantes metálicos da estrutura de reacção vertical. (b) Célula de carga TC4 colocada no actuador horizontal. ....	3-11
Figura 3.13 – Estruturas de reacção usadas no ensaio. (a) Horizontal. (b) Vertical. ....	3-11
Figura 3.14 – Transdutores de deslocamento usados nos ensaios. ....	3-12
Figura 3.15 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento. (a) PA1NR. (b) PA2NR.....	3-13
Figura 3.16 – Sistema de controlo e aquisição.....	3-13

Figura 3.17 – Sistema de aquisição de imagem. ....	3-14
Figura 3.18 – Simulação das condições de carregamento. ....	3-14
Figura 3.19 – Deslocamento total horizontal no topo da parede vs Passo. (a) PA1NR. (b) PA2NR. ....	3-16
Figura 3.20 – Força horizontal (TC4) vs Deslocamento horizontal (INT) no topo da parede – PA1NR. ....	3-17
Figura 3.21 – Deformação vertical das juntas vs Passo – PA1NR. (a) Face esquerda. (b) Face direita. ....	3-18
Figura 3.22 – Zona onde foi colocado o LVDT 17.....	3-19
Figura 3.23 – Zonas de concentração de dano na parede PA1. (a) Face frontal. (b) Face traseira. ....	3-20
Figura 3.24 – Padrão de dano na parede PA1. (a) Face frontal. (b) Face traseira. ....	3-21
Figura 3.25 – Rotação vs Passo – PA1NR.....	3-21
Figura 3.26 – Torção da parede – PA1NR. (a) Torção do lado positivo. (b) Torção do lado negativo. ....	3-22
Figura 3.27 – Deslocamento horizontal ao longo das faces laterais vs Passo – PA1NR. (a) Face esquerda. (b) Face direita.....	3-23
Figura 3.28 – Perfis das deformadas das faces laterais durante o ensaio. (a) Deslocamentos impostos no sentido positivo. (b) Deslocamentos impostos no sentido negativo. ....	3-24
Figura 3.29 – Deformação vertical vs Deslocamento horizontal no topo da parede – PA1NR. (a) Junta da base do lado esquerdo (LVDT 17). (b) Junta da base do lado direito (LVDT 01).....	3-25
Figura 3.30 – Deformação vertical vs Deslocamento horizontal no topo da parede – PA1NR. (a) Juntas do lado esquerdo. (b) Juntas do lado direito. ....	3-26
Figura 3.31 – Deformação das diagonais na face frontal vs Deformação horizontal no topo da parede – PA1NR. (a) $Drift = 0.25\%$ . (b) $Drift = 0.50\%$ . (c) $Drift = 0.75\%$ . ....	3-27
Figura 3.32 – Distorção por corte. ....	3-28
Figura 3.33 – Deslocamento horizontal devido à distorção média por corte vs deslocamento total da parede – PA1NR. ....	3-29



Figura 3.34 – Força horizontal (TC4) vs Deslocamento horizontal (40) no topo da parede – PA2NR...	3-30
Figura 3.35 – Deformação vertical das juntas vs Passo – PA2NR. (a) Face esquerda. (b) Face direita.	3-31
Figura 3.36 – Concentração do dano na parede PA2 – Face lateral esquerda. (a) <i>Drift</i> = 0.32%. (b) <i>Drift</i> = 0.44%. (c) <i>Drift</i> = 0.75%.....	3-32
Figura 3.37 – Concentração do dano na parede PA2 para um <i>Drift</i> de 0.75%. – Face lateral direita.	3-33
Figura 3.38 – Padrão de dano na parede PA2. (a) Face frontal. (b) Face traseira.....	3-34
Figura 3.39 – Rotação vs Passo – PA2NR. ....	3-34
Figura 3.40 – Deslocamento fora do plano da parede PA2.....	3-35
Figura 3.41 – Deslocamento horizontal ao longo das faces laterais vs Passo – PA2NR. (a) Face esquerda. (b) Face direita. ....	3-35
Figura 3.42 – Deformada das faces laterais durante o ensaio. (a) Sentido positivo. (b) Sentido negativo.....	3-36
Figura 3.43 – Deformada da face do lado esquerdo da parede PA2. ....	3-37
Figura 3.44 – Deformação vertical vs Deslocamento horizontal no topo da parede – PA2NR. (a) Junta da base do lado esquerdo (17). (b) Junta da base do lado direito (01). ....	3-37
Figura 3.45 – Deformação vertical vs Deslocamento horizontal no topo da parede – PA2NR. (a) Face lateral esquerda. (b) Face lateral direita. ....	3-38
Figura 3.46 – Deformação das diagonais vs Deformação horizontal no topo da parede – PA2NR. (a) Face frontal. (b) Face traseira. ....	3-40
Figura 3.47 – Deslocamento horizontal devido à distorção média por corte vs deslocamento total da parede – PA2NR. (a) Face frontal. (b) Face traseira.....	3-41
Figura 3.48 – Força horizontal (TC4) vs Deslocamento horizontal no topo da parede – PA1NR e PA2NR.....	3-42
Figura 3.49 – Evolução da energia dissipada durante os ensaios efectuados. ....	3-42

## CAPÍTULO 4 – CALIBRAÇÃO DO MODELO DE DANO CONTÍNUO

Figura 4.1 – Comportamento do material, (Faria, 1994). (a) Tracção uniaxial. (b) Compressão uniaxial. ....	4-4
Figura 4.2 – Força horizontal no topo da parede vs Deslocamento horizontal no topo da parede. (a) PA1NR. (b) PA2NR. ....	4-6
Figura 4.3 – Modelo numérico das paredes PA1 e PA2. ....	4-7
Figura 4.4 – Representação do espécime usado para traçar a curva numérica de comportamento do material. ....	4-8
Figura 4.5 – Lei de comportamento pós pico em tracção, (Costa, 2004). (a) Lei linear com factor de redução da tracção de pico nulo. (b) Lei linear com factor de redução da tracção de pico não nulo. (b) Lei exponencial.....	4-9
Figura 4.6 – Curva numérica de comportamento do material (ramo de tracção). ....	4-10
Figura 4.7 – Parâmetros iniciais. (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento). ....	4-11
Figura 4.8 – Variação simultânea dos parâmetros STR1 e STR2. (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento). ....	4-13
Figura 4.9 – Resultados para a curva material inicial. (a) Deformada da parede para o deslocamento imposto de -12.0mm no topo. (b) Mapa de tensões principais $S_{33}$ para o deslocamento imposto de 12.0mm. ....	4-13
Figura 4.10 – Diminuição dos parâmetros STR1 e STR2 para níveis inferiores ao máximo valor de funcionamento da parede com os valores adoptados inicialmente. (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento). ....	4-14
Figura 4.11 – Variação simultânea dos parâmetros EXT1 e EXT2. (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento). ....	4-14

Figura 4.12 – Variação do parâmetro STR2 fixando STR1 (aproximação e afastamento). (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento).....	4-15
Figura 4.13 – Variação do parâmetro EXT2 fixando EXT1 (aproximação e afastamento). (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento).....	4-16
Figura 4.14 – Variação dos parâmetros STRP e EXTP. (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento). ....	4-17
Figura 4.15 – Variação do parâmetro YOUN. (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento). ....	4-18
Figura 4.16 – Variação do parâmetro FC01. (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento).....	4-19
Figura 4.17 – Variação do parâmetro FCU1. (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento). ....	4-19
Figura 4.18 – Variação do parâmetro FTU1. (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento). ....	4-20
Figura 4.19 – Variação do parâmetro GVAL. (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento). ....	4-21
Figura 4.20 – Lei numérica de comportamento do material relativo aos valores calibrados.....	4-23
Figura 4.21 – Curvas de ajuste numérico. (a) Ensaio PA1NR. (b) Ensaio PA2NR.....	4-24
Figura 4.22 – Curva de ajuste numérico. (a) Ensaio PA1NR. (b) Ensaio PA2NR. ....	4-25
Figura 4.23 – Setup de ensaio das colunas à compressão, (Vasconcelos, 2005). ....	4-26
Figura 4.24 – Espécime ensaiado à compressão $E_{AI}$ (Vasconcelos, 2005). ....	4-27
Figura 4.25 – Curvas de comportamento do material (ramo de compressão) dos espécimes de alvenaria irregular ( $E_{AI}$ ) submetidos a uma acção de compressão monotónica (C1, C2 e C3). ....	4-27
Figura 4.26 – Curvas de comportamento do material (ramo de compressão) de um espécime de alvenaria irregular ( $E_{AI}$ ) submetido a uma acção cíclica, (Vasconcelos, 2005). ....	4-28

Figura 4.27 – Comparação entre as curvas experimentais e numéricas de comportamento axial dos materiais (ramo da compressão). .....	4-30
Figura 4.28 – Curva numérica de comportamento do material C3 calibrada para paredes de alvenaria. ....	4-31
Figura 4.29 – Parede de alvenaria irregular (WI) ensaiada por Graça Vasconcelos, (Vasconcelos, 2005). ....	4-32
Figura 4.30 – Setup de ensaio das paredes WI, (Vasconcelos, 2005).....	4-32
Figura 4.31 – Curva experimental de resposta (força vs deslocamento) das paredes irregulares $WI_1$ e $WI_2$ , (Vasconcelos, 2005). (a) Carga vertical de 100kN. (b) Carga vertical de 250kN. ....	4-33
Figura 4.32 – Modelo numérico das paredes WI. ....	4-34
Figura 4.33 – Comparação das curvas de resposta (força vs deslocamento) experimentais com as respectivas curvas numéricas. (a) $WI_1 - 100kN$ vs $WI_{N1} - 100kN$ e $WI_2 - 100kN$ vs $WI_{N2} - 100kN$ . (b) $WI_1 - 250kN$ vs $WI_{N1} - 250kN$ e $WI_2 - 250kN$ vs $WI_{N2} - 250kN$ . ....	4-34

## CAPÍTULO 5 – ANÁLISE SÍSMICA DA IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

Figura 5.1 – Igreja de Gondar conforme se encontra actualmente. ....	5-2
Figura 5.2 – (a) Arco triunfal. (b) Porta de entrada a Sul. ....	5-3
Figura 5.3 – Planta térrea da igreja de Gondar. ....	5-3
Figura 5.4 – Cobertura da igreja de Gondar. (a) Vista exterior. (b) Esquema da cobertura da igreja de Gondar da autoria do Arquitecto Augusto Costa, director da Direcção Regional dos Edifícios e Monumentos do Norte (DGEMN). ....	5-4
Figura 5.5 – Vistas laterais da igreja de Gondar. (a) Face Norte. (b) Face Sul. ....	5-5
Figura 5.6 – Vistas de topo da igreja de Gondar. (a) Face frontal. (b) Face traseira. ....	5-5
Figura 5.7 – Igreja de Gondar. (a) Empena Norte. (b) Empena Sul. (c) Fachada principal. ....	5-6
Figura 5.8 – (a) Travadouros solidários com a folha interior da empena Sul da igreja. (b) Pormenor da ligação de um travadouro. ....	5-6

Figura 5.9 – (a) Fissuração na fachada principal. (b) Fissura refeçada na fachada principal. ....	5-7
Figura 5.10 – Rufagem da empena da torre sineira. ....	5-7
Figura 5.11 – Organograma da metodologia de modelação. ....	5-10
Figura 5.12 – Definição geométrica em AutoCAD dos diferentes elementos que compõem a igreja de Gondar, fachada principal. ....	5-11
Figura 5.13 – Definição geométrica dos elementos da igreja em AutoCAD. (a) Alvenaria de pedra. (b) Cobertura de madeira. ....	5-11
Figura 5.14 – Modelo geométrico simplificado da igreja de Gondar usando elementos de casca (MSC). ....	5-13
Figura 5.15 – Modelo geométrico simplificado da igreja de Gondar usando elementos de volume (MSVL e MSVNL). ....	5-13
Figura 5.16 – Modelo geométrico detalhado da igreja de Gondar usando elementos de volume (MCVL e MCVNL). ....	5-13
Figura 5.17 – Elementos que compõem a cobertura de madeira da igreja de Gondar. (a) Vista em perspectiva da cobertura do modelo numérico. (b) Geometria da asna. ....	5-15
Figura 5.18 – Rigidez equivalente do forro da cobertura. ....	5-15
Figura 5.19 – Rádios de participação de massa para cada uma dos modos de vibração determinados na análise modal da estrutura com o modelo MSC-A1 para as direcções principais (XX, YY e ZZ). ....	5-19
Figura 5.20 – Deformadas modais obtidas com o modelo MSC-A1, (C3). ....	5-19
Figura 5.21 – Rádios de participação de massa para cada uma dos modos de vibração determinados na análise modal da estrutura com o modelo MSV-A1 para as direcções principais (XX, YY e ZZ). ..	5-21
Figura 5.22 – Deformadas modais obtidas com o modelo MSV-A1. ....	5-21
Figura 5.23 – Rádios de participação de massa para cada uma dos modos de vibração determinados na análise modal da estrutura MCV-A1 para as direcções principais (XX, YY e ZZ). ....	5-22
Figura 5.24 – Deformadas modais obtidas com o modelo MCV-A1. ....	5-22

Figura 5.25 – Estado de deformação (MSC-A1). (a) Deformada escalada da igreja para as cargas verticais. (b) Mapa de deslocamentos absolutos (m) da igreja sob a acção das cargas verticais. ....	5-24
Figura 5.26 – Mapa de tensões da igreja (MSC-A1) para as cargas verticais nas direcções principais $S_{11}$ e $S_{22}$ (Pa). (a) Tensão principal $S_{11}$ . (b) Tensão principal $S_{22}$ . ....	5-25
Figura 5.27 – Efeito de pipa na nave da igreja devido ao peso da cobertura.....	5-26
Figura 5.28 – Estado de deformação (MSV-A1). (a) Deformada escalada da igreja para as cargas verticais (MSVL-A1). (b) Mapa de deslocamentos absolutos (m) da igreja sob a acção das cargas verticais (MSVL-A1). (c) Deformada escalada da igreja para as cargas verticais (MSVNL-A1). (d) Mapa de deslocamentos absolutos (m) da igreja sob a acção das cargas verticais (MSVNL-A1). ....	5-27
Figura 5.29 – Comparação dos deslocamentos máximos absolutos (cm) nas principais zonas de concentração de dano para acção das cargas verticais.....	5-27
Figura 5.30 – Mapa de tensões da igreja principais $S_{11}$ e $S_{33}$ (MSV-A1) para as cargas verticais (Pa). (a) Tensão principal $S_{11}$ (MSVL-A1). (b) Tensão principal $S_{33}$ (MSVL-A1). (c) Tensão principal $S_{11}$ (MSVNL-A1). (d) Tensão principal $S_{33}$ (MSVNL-A1).....	5-28
Figura 5.31 – Mapa de dano da igreja (MSVNL-A1) para as cargas verticais. (a) Dano de tracção ( $d^+$ ). (b) Dano de compressão ( $d^-$ ). ....	5-29
Figura 5.32 – Evolução do amortecimento relativo em função da frequência para o modelo de amortecimento de Rayleigh. ....	5-32
Figura 5.33 – Amortecimento estrutural viscoso segundo a formulação de Rayleigh.....	5-34
Figura 5.34 – Zonamento sísmico em Portugal Continental, (Carvalho, 2007). (a) Tipo 1. (b) Tipo 2... ..	5-35
Figura 5.35 – Acelerogramas adoptados (Tipo 2). (a) SP1. (b) SP2.....	5-36
Figura 5.36 – Espectro de potência dos sismos próximos SP1 e SP2.....	5-37
Figura 5.37 – Espectro de resposta em frequência dos sismos próximos SP1 e SP2. ....	5-37
Figura 5.38 – Envolvente dos deslocamentos máximos absolutos (m) para o modelo MSCL-A1 sob acção sísmica. (a) $Comb_1$ . (b) $Comb_2$ .....	5-39
Figura 5.39 – Deformada da igreja para os máximos deslocamentos absolutos registados para a $Comb_2$ em cada uma das direcções principais – MSCL-A1. (a) XX. (b) YY.....	5-40

Figura 5.40 – Mapa de tensões da igreja (MSCL-A1) nas direcções principais $S_{11}$ e $S_{22}$ e para a combinação $Comb_1$ (Pa). (a) Tensão principal $S_{11}$ . (b) Tensão principal $S_{22}$ .	5-41
Figura 5.41 – Caminho das tensões para os máximos deslocamentos em cada uma das fachadas F1 e F2 ( $Comb_1$ ). (a) Tensões principais na face exterior de F1. (b) Tensões principais na face interior de F1. (c) Tensões principais na face exterior de F2. (d) Tensões principais na face interior de F2.	5-42
Figura 5.42 – Mapa de tensões da igreja (MSCL-A1) nas direcções principais $S_{11}$ e $S_{22}$ e para a combinação $Comb_2$ . (a) Tensão principal $S_{11}$ . (b) Tensão principal $S_{22}$ .	5-43
Figura 5.43 – Caminho das tensões na fachada F3 para o máximo deslocamento absoluto registado com a combinação $Comb_2$ . (a) Tensões principais na face exterior. (b) Tensões principais na face interior.	5-44
Figura 5.44 – Envolvente dos deslocamentos máximos absolutos (m) para o modelo MSVL-A1 sob acção sísmica. (a) $Comb_1$ . (b) $Comb_2$ .	5-45
Figura 5.45 – Comparação dos deslocamentos máximos absolutos (cm) nas principais zonas de concentração de dano no modelo MSVL-A1 para as combinações $Comb_1$ e $Comb_2$ e cargas permanentes.	5-46
Figura 5.46 – Mapa de tensões da igreja (MSVL-A1) nas direcções principais $S_{11}$ e $S_{33}$ e para a combinação $Comb_1$ (Pa). (a) Tensão principal $S_{11}$ . (b) Tensão principal $S_{33}$ .	5-47
Figura 5.47 – Mapa de tensões da igreja (MSVL-A1) nas direcções principais $S_{11}$ e $S_{33}$ e para a combinação $Comb_2$ (Pa). (a) Tensão principal $S_{11}$ . (b) Tensão principal $S_{33}$ .	5-48
Figura 5.48 – Comparação das máximas tensões ( $S_{11} - MAX$ e $S_{33} - MAX$ ) nas principais zonas de concentração de dano para a combinação $Comb_1$ (kPa). (a) $S_{11}$ . (b) $S_{33}$ .	5-49
Figura 5.49 – Comparação das máximas tensões ( $S_{11} - MAX$ e $S_{33} - MAX$ ) nas principais zonas de concentração de dano para a combinação $Comb_2$ (kPa). (a) $S_{11}$ . (b) $S_{33}$ .	5-49
Figura 5.50 – Envolvente dos deslocamentos máximos absolutos (m) para o modelo MSVNL-A1 sob acção sísmica. (a) $Comb_1$ . (b) $Comb_2$ .	5-50
Figura 5.51 – Comparação dos deslocamentos máximos absolutos (cm) nas principais zonas de concentração de dano no modelo MSVNL-A1 para as combinações de acções $Comb_1$ , $Comb_2$ e cargas permanentes ( $G_k$ ).	5-51

Figura 5.52 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A1) nas direcções principais $S_{11}$ e $S_{33}$ e para a combinação $Comb_1$ (Pa). (a) Tensão principal $S_{11}$ . (b) Tensão principal $S_{33}$ .....	5-52
Figura 5.53 – Mapa de dano de tracção ( $d^+$ ) da igreja (MSVNL-A1) para a combinação de acções $Comb_1$ . .....	5-53
Figura 5.54 – Mapa de dano de tracção ( $d^+$ ) da igreja (MSVNL-A1) na face F1 para a $Comb_1$ . (a) Face exterior. (b) Face interior. ....	5-53
Figura 5.55 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A1) nas direcções principais $S_{11}$ e $S_{33}$ e para a combinação $Comb_2$ (Pa). (a) Tensão principal $S_{11}$ . (b) Tensão principal $S_{33}$ .....	5-55
Figura 5.56 – Mapa de dano de tracção ( $d^+$ ) da igreja (MSVNL-A1) para a combinação de acções $Comb_2$ . ....	5-56
Figura 5.57 – Envolvente dos deslocamentos absolutos (m) para o modelo MSVNL-A1 sob acção sísmica. (a) $Comb_3$ . (b) $Comb_4$ .....	5-56
Figura 5.58 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A1) nas direcções principais $S_{11}$ e $S_{33}$ e para a combinação $Comb_3$ (Pa). (a) Tensão principal $S_{11}$ . (b) Tensão principal $S_{33}$ .....	5-57
Figura 5.59 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A1) para a acção sísmica nas direcções principais $S_{11}$ e $S_{33}$ e para a combinação $Comb_4$ (Pa). (a) Tensão principal $S_{11}$ . (b) Tensão principal $S_{33}$ . ....	5-58
Figura 5.60 – Mapa de dano de tracção ( $d^+$ ) da igreja (MSVNL-A1). (a) $Comb_3$ . (b) $Comb_4$ . ....	5-58
Figura 5.61 – Localização dos pontos P1 e P2 .....	5-59
Figura 5.62 – Evolução das tensões no tempo. (a) Ponto P1 - Tracções ( $S_{11}$ ). (b) Ponto P2 - Compressões ( $S_{33}$ ).....	5-59
Figura 5.63 – Rácios de participação de massa para cada uma dos modos de vibração determinados na análise modal com os modelos MSV-A1 e MSV-A2. (a) Direcção XX. (b) Direcção YY. (c) Direcção ZZ. ....	5-62
Figura 5.64 – Deformadas modais. (a) MSV-A1. (b) MSV-A2. ....	5-63
Figura 5.65 – Posicionamento de tirantes metálicos na igreja de Gondar. ....	5-64
Figura 5.66 – Rácios de participação de massa para cada uma dos modos de vibração determinados na análise modal da estrutura reforçada com tirantes metálicos de diferentes secções (R1, R2 e R3). (a) Direcção XX. (b) Direcção YY. (c) Direcção ZZ.....	5-65



Figura 5.67 – Deformadas modais. (a) MSV-A1. (b) MSV-A3-R2. ....	5-66
Figura 5.68 – Modelo MSV-A4. (a) Posicionamento da viga de coroamento em betão armado na igreja de Gondar. (b) Características da viga de betão armado.....	5-67
Figura 5.69 – Solução S3.....	5-68
Figura 5.70 – Envolvente dos deslocamentos máximos absolutos (m) para o modelo MSVNL-A2 sob acção sísmica. (a) $Comb_1$ . (b) $Comb_2$ .....	5-68
Figura 5.71 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A2) nas direcções principais $S_{11}$ e $S_{33}$ e para a combinação $Comb_1$ (Pa). (a) Tensão principal $S_{11}$ . (b) Tensão principal $S_{33}$ .....	5-69
Figura 5.72 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A2) nas direcções principais $S_{11}$ e $S_{33}$ e para a combinação $Comb_2$ (Pa). (a) Tensão principal $S_{11}$ . (b) Tensão principal $S_{33}$ .....	5-70
Figura 5.73 – Mapa de dano de tracção ( $d^+$ ) da igreja (MSVNL-A2). (a) $Comb_1$ . (b) $Comb_2$ .....	5-70
Figura 5.74 – Envolvente dos deslocamentos máximos absolutos (m) para o modelo MSVNL-A3. (a) $G_k$ . (b) $Comb_1$ .....	5-72
Figura 5.75 – (a) Estado de deformação correspondente à maior variação positiva de esforço de tracção nos tirantes metálicos. (b) Deslocamentos na direcção transversal (XX) para o instante em que se registou a maior variação positiva de esforço de tracção nos tirantes metálicos.....	5-73
Figura 5.76 – (a) Estado de deformação correspondente à maior variação negativa de esforço de tracção nos tirantes metálicos. (b) Deslocamentos na direcção transversal (XX) para o instante em que se registou a maior variação negativa de esforço de tracção nos tirantes metálicos. ....	5-73
Figura 5.77 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A3) nas direcções principais $S_{11}$ e $S_{33}$ e para a combinação $Comb_1$ (Pa). (a) Tensão principal $S_{11}$ . (b) Tensão principal $S_{33}$ .....	5-74
Figura 5.78 – Mapa de dano de tracção ( $d^+$ ) da igreja (MSVNL-A3) para a combinação de acções $Comb_1$ .....	5-75
Figura 5.79 – Modelo MSVNL-A4. ....	5-76
Figura 5.80 – Envolvente dos deslocamentos absolutos (m) para o modelo MSVNL-A4 sob acção sísmica. (a) $G_k$ . (b) $Comb_1$ . (c) $Comb_2$ . ....	5-77
Figura 5.81 – Comparação dos deslocamentos máximos absolutos (cm) nas principais zonas de concentração de dano para as combinações $Comb_1$ e $Comb_2$ e cargas permanentes ( $G_k$ ).....	5-77

Figura 5.82 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A4) nas direcções principais $S_{11}$ e $S_{33}$ e para a combinação $Comb_1$ (Pa). (a) Tensão principal $S_{11}$ . (b) Tensão principal $S_{33}$ .....	5-78
Figura 5.83 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A4) nas direcções principais $S_{11}$ e $S_{33}$ e para a combinação $Comb_2$ (Pa). (a) Tensão principal $S_{11}$ . (b) Tensão principal $S_{33}$ .....	5-79
Figura 5.84 – Envolvente das tracções na viga de coroamento (MSVNL-A4 - Pa). (a) $Comb_1$ . (b) $Comb_2$ . ....	5-79
Figura 5.85 – Mapa de dano de tracção ( $d^+$ ) da igreja (MSVNL-A4). (a) $Comb_1$ . (b) $Comb_2$ . ....	5-80
Figura 5.86 – Envolvente dos deslocamentos absolutos (m) para o modelo MSVNL-A5 sob acção sísmica. (a) $Comb_1$ . (b) $Comb_2$ .....	5-81
Figura 5.87 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A5) nas direcções principais $S_{11}$ e $S_{33}$ e para a combinação $Comb_1$ (Pa). (a) Tensão principal $S_{11}$ . (b) Tensão principal $S_{33}$ . ....	5-82
Figura 5.88 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A5) nas direcções principais $S_{11}$ e $S_{33}$ e para a combinação $Comb_2$ (Pa). (a) Tensão principal $S_{11}$ . (b) Tensão principal $S_{33}$ .....	5-83
Figura 5.89 – Envolvente das tracções na viga de coroamento (MSVNL-A5 - Pa). (a) $Comb_1$ . (b) $Comb_2$ . ....	5-83
Figura 5.90 – Mapa de dano de tracção ( $d^+$ ) da igreja (MSVNL-A5). (a) $Comb_1$ . (b) $Comb_2$ . ....	5-83

## ÍNDICE DE QUADROS

### **CAPÍTULO 3 – ENSAIOS EXPERIMENTAIS EM PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA**

Quadro 3.1 – Peso dos elementos que compõem a cobertura.....	3-15
Quadro 3.2 – Configuração da imposição da lei de deslocamentos para os vários ensaios ( $H_{DESL}$ )...	3-16

### **CAPÍTULO 4 – CALIBRAÇÃO DO MODELO DE DANO CONTÍNUO**

Quadro 4.1 – Parâmetros obrigatórios do modelo de dano contínuo implementado em Cast3M.....	4-5
Quadro 4.2 – Valores iniciais adoptados para os parâmetros FTU1, FCU1 e YOUN do modelo de dano contínuo, (Clemente, 2006). ....	4-9
Quadro 4.3 – Valores iniciais adoptados para os parâmetros do modelo de dano.....	4-11
Quadro 4.4 – Valores calibrados com base nos ensaios experimentais (PA1NR e PA2NR). ....	4-23
Quadro 4.5 – Valores calibrados com base na curva C1. ....	4-28
Quadro 4.6 – Valores calibrados com base na curva C2. ....	4-29
Quadro 4.7 – Valores calibrados com base na curva C3. ....	4-29
Quadro 4.8 – Valores calibrados para as paredes de alvenaria com base na curva C3.....	4-31

### **CAPÍTULO 5 – ANÁLISE SÍSMICA DA IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO**

Quadro 5.1 – Estratégias de modelação da igreja de Gondar. ....	5-9
Quadro 5.2 – Características mecânicas da madeira.....	5-15
Quadro 5.3 – Peso próprio da estrutura resistente de alvenaria dos diferentes modelos numéricos...	5-17

Quadro 5.4 – Cargas permanentes dos vários elementos da cobertura. ....	5-18
Quadro 5.5 – Peso da cobertura dos diferentes modelos numéricos. ....	5-18
Quadro 5.6 – Frequências dos primeiros modos globais em cada uma das direcções XX e YY para os modelos base da igreja (A1) em elementos de casca (MSC-A1) e em elementos de volume (MSV-A1). ....	5-33
Quadro 5.7 – Características mecânicas dos tirantes metálicos. ....	5-64
Quadro 5.8 – Características mecânicas da viga de betão armado. ....	5-67
Quadro 5.9 – Esforços máximos e mínimos nos tirantes em regime linear e não linear, (MSVNL-A3). ....	5-72
Quadro 5.10 – Esforços máximos e mínimos nos tirantes em regime não linear, (MSVNL-A5). ....	5-81

## LISTA DE SÍMBOLOS

### SÍMBOLOS LATINOS

$a$	=	Aceleração
$A_h$	=	Energia dissipada da envolvente do ciclo força vs deslocamento
$b$	=	Dimensão na base entre os pontos de medição dos LVDT's diagonais
$B_{PAREDE}$	=	Dimensão da base das paredes ensaiadas (m)
$\underline{C}$	=	Matriz de amortecimento
$d$	=	Dano
$\{d\}$	=	Vector dos co-senos directores da acção
$d^+$	=	Dano de tracção
$d^-$	=	Dano de compressão
$D_{DIST}$	=	Distância entre os LVDT's 35 e 36
$d_i$	=	Dimensão medida na diagonal i entre os pontos de medição dos LVDT's diagonais (m)
$D_X$	=	Densidade da malha da estrutura na direcção XX
$D_Y$	=	Densidade da malha da estrutura na direcção YY
$D_Z$	=	Densidade da malha da estrutura na direcção ZZ
$DESL_{MAX}$	=	Deslocamento máximo
$D_{INFLUÊNCIA}$	=	Distância de influência na direcção transversal da asna
$E$		Módulo de elasticidade elástica
$E'$		Módulo de elasticidade secante
$E_{AÇO}$	=	Módulo de elasticidade do aço
$E_{AI}$	=	Espécime de alvenaria irregular

$E_H$	=	Módulo de elasticidade homogeneizado
$E_{MAD}$	=	Módulo de elasticidade dos elementos de madeira da cobertura
$e_{PAREDE}$	=	Espessura das paredes ensaiadas
$EXT1 / EXT2$	=	Parâmetro do modelo de dano – Extensão de dois pontos de ajuste pertencentes à curva material
$EXTP$	=	Parâmetro do modelo de dano – Extensão de referência para o parâmetro plástico
$EXTU$	=	Parâmetro do modelo de dano – Extensão última
$f$	=	Frequências
$\underline{F}_D(t)$	=	Forças de amortecimento
$\underline{F}_E(t)$	=	Forças elásticas
$\underline{F}_I(t)$	=	Forças de inércia
$F_m$	=	Força máxima da curva experimental força vs deslocamento
$\underline{F}_t(t)$	=	Forças exteriores
$FC01$	=	Parâmetro do modelo de dano – Tensão de compressão limite elástica
$FCU1$	=	Parâmetro do modelo de dano – Tensão de compressão de pico
$FTU1$	=	Parâmetro do modelo de dano – Tensão de tracção de pico
$G_k$	=	Acções permanentes
$GVAL$	=	Parâmetro do modelo de dano – Energia de fractura
$h$	=	Dimensão em altura entre os pontos de medição dos LVDT's diagonais
$H_{PAREDE}$	=	Altura das paredes ensaiadas
$H_{TOTAL}$	=	Altura total da estrutura considerada
$HLEN$	=	Parâmetro do modelo de dano – Comprimento efectivo
$\underline{K}$	=	Matriz de rigidez
$K_{FORRO}$	=	Rigidez do forro de madeira da cobertura
$K_{EQUIVALENTE}$	=	Rigidez equivalente

---

$L_{INF.DA ASNA}$	=	Largura de influência da asna
$L_n$	=	Factor modal de excitação sísmica
$L_{NA}$	=	Dimensão longitudinal da nave
$L_{PAREDE}$	=	Largura das paredes ensaiadas
$M$	=	Massa total
$\underline{M}$	=	Matriz de massa
$M_n$	=	Massa modal
$NCRI$	=	Parâmetro do modelo de dano – Critério de amaciamento em tracção
$NU$	=	Parâmetro do modelo de dano – Coeficiente de Possain
$P_n$	=	Ponto n na zona plástica da curva de comportamento do material
$R_x$	=	Rácio de participação de massa na direcção XX
$R_y$	=	Rácio de participação de massa na direcção YY
$R_z$	=	Rácio de participação de massa na direcção ZZ
$REDC$	=	Parâmetro do modelo de dano – Factor de redução para a tracção de pico
$RHO$	=	Parâmetro do modelo de dano – Peso volúmico
$RT45$	=	Parâmetro do modelo de dano – Rácio de compressão equi-biaxial
$S_{11}$	=	Tensões de tracção
$S_{22}$	=	Tensões de compressão nos modelos de casca
$S_{33}$	=	Tensões de compressão nos modelos de volume
$S_{B.A.}$	=	Secção da viga de betão armado de reforço
$S_{MAD}$	=	Secção dos elementos de madeira da cobertura
$SP1$	=	Acelerograma artificial aplicado nas direcções horizontais XX e YY
$SP2$	=	Acelerograma artificial aplicado na direcção vertical ZZ
$S_{TIRANTE}$	=	Secção dos tirantes metálicos de reforço

$STR1/STR2$	=	Parâmetro do modelo de dano – Tensões correspondentes aos pontos de ajuste
$STRP$	=	Parâmetro do modelo de dano – Tensão de referência para o parâmetro plástico
$t$	=	Tempo
$T_m$	=	Valor do período do maior modo susceptível de ser excitado
$u_n$	=	Distância de sobreposição dos blocos
$u_s$	=	Deslocamento por corte
$u_x$	=	Deslocamento de um ponto da estrutura na direcção XX
$u_y$	=	Deslocamento de um ponto da estrutura na direcção YY
$u_z$	=	Deslocamento de um ponto da estrutura na direcção ZZ
$\underline{u}_t$	=	Deslocamento no instante t
$\dot{\underline{u}}_t$	=	Velocidade no instante t
$\ddot{\underline{u}}_t$	=	Aceleração no instante t
$WI$	=	Paredes de alvenaria irregular da bibliografia
$YOUN$	=	Parâmetro do modelo de dano – Módulo de elasticidade

## SÍMBOLOS GREGOS

$\alpha, \lambda$	=	Parâmetros necessários à definição da matriz de amortecimento
$\beta, \gamma$	=	Parâmetros para controlo da estabilidade e precisão no método de Newmark
$\beta_l$	=	Parâmetro que define a extensão residual em cada ponto da curva de compressão
$\gamma_i$	=	Distorção da face i da parede
$\gamma_{MÉDIO}$	=	Distorção média da parede
$\delta_{LVDT}$	=	Deslocamentos medidos nos LVDT's
$\delta_s$	=	Deslocamento horizontal resultante da distorção média da parede



---

$\delta_{UNITÁRIO}$	=	Deslocamento unitário imposto
$\Delta_f^+$	=	Redução da tracção de pico
$\Delta_i$	=	Variação de comprimento nas diagonais da parede
$\Delta L$	=	Variação de deslocamentos
$\Delta_m$	=	Máximo deslocamento da curva experimental força vs deslocamento
$\Delta t$		Intervalo de integração
$\varepsilon$	=	Extensão do material
$\varepsilon_n^p$	=	Extensão plástica no ponto n da curva de comportamento material
$\theta_{PAREDE}$	=	Rotação das paredes ensaiadas
$\nu_{AÇO}$	=	Coeficiente de Poisson do aço
$\nu_{B.A.}$	=	Coeficiente de Poisson do betão armado
$\nu_{MAD}$	=	Coeficiente de Poisson dos elementos de madeira da cobertura
$\xi$	=	Amortecimento de Rayleigh
$\xi_{hist}$	=	Amortecimento histerético
$\xi_n$	=	Amortecimento na n-ésima frequência de acordo com o método de Rayleigh
$\rho_{AÇO}$	=	Peso volúmico do aço
$\rho_{ALVENARIA}$	=	Peso volúmico da alvenaria
$\rho_{B.A.}$	=	Peso volúmico do betão armado
$\rho_{MAD}$	=	Peso volúmico dos elementos de madeira da cobertura
$\sigma$	=	Tensor das tensões de Cauchy
$\overline{\sigma}$	=	Tensor das tensões efectivas
$\overline{\sigma}^+$	=	Componente de tracções do tensor das tensões efectivas
$\overline{\sigma}^-$	=	Componente de compressão do tensor das tensões efectivas

$\underline{\phi}_n$  = Vector da deformada modal no modo  $n$

$\underline{\phi}_n^T$  = Vector transposto da deformada modal no modo  $n$

$\Phi_{TIRANTE}$  = Diâmetro dos tirantes metálicos de reforço

$\omega_n$  =  $n$ -ésima frequência angular

## CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO



### 1. INTRODUÇÃO

#### 1.1. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

O estudo do comportamento de estruturas de alvenaria de pedra submetidas a acções do tipo sísmico é um assunto actual e de grande interesse, em particular, junto das entidades com competência na preservação do património construído. Tratam-se de estruturas que apresentam uma grande variabilidade e heterogeneidade, quer em termos geométricos, quer em termos de propriedades mecânicas, facto que dificulta a compreensão do seu comportamento. Neste trabalho pretende-se avaliar a aplicabilidade de um modelo numérico material que considera o comportamento global da estrutura, homogeneizando os diferentes constituintes num material único, na análise de construções em alvenaria de pedra. É objectivo final utilizar o modelo na verificação da vulnerabilidade sísmica de estruturas de alvenaria de pedra, neste caso a igreja de Gondar, assim como estudar acções de intervenção estrutural e verificar a sua eficácia como medidas sismo-resistentes a aplicar ao património construído. Os objectivos traçados para este trabalho podem então ser divididos em três pontos principais:

- (i) Contribuir para melhorar o conhecimento acerca do comportamento estrutural de construções em alvenaria de pedra. Para tal foram realizados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da FEUP ensaios mecânicos em paredes de alvenaria de pedra, que permitiram identificar e compreender fenómenos locais e globais que afectam este tipo de estruturas, bem como possíveis mecanismos de colapso.
- (ii) Desenvolver procedimentos/estratégias capazes de prever o comportamento de estruturas de alvenaria de pedra incluindo o comportamento inelástico (fendilhação/dano), em particular quando submetidas a acções do tipo sísmico. Para tal foi adaptado e calibrado um modelo constitutivo baseado na Mecânica de Dano Contínuo (Faria, 1994) capaz de simular o comportamento deste tipo de estruturas em meio suposto homogéneo. Neste processo são utilizados os resultados dos ensaios experimentais realizados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da FEUP e na bibliografia existente.

(iii) Estudar a vulnerabilidade sísmica da igreja de Gondar, em particular a influência da estrutura de cobertura de madeira da igreja e de algumas soluções de reforço ao nível do plano da cobertura no comportamento global da estrutura à acção sísmica, através da utilização do modelo descrito no ponto anterior.

## **1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

A estrutura da presente dissertação é o resultado dos objectivos propostos. Como tal o presente trabalho encontra-se organizado em seis capítulos, cujo conteúdo se descreve sumariamente nos parágrafos seguintes.

No presente capítulo, Capítulo 1, são estabelecidos os objectivos propostos para a tese de mestrado e é descrita a organização do trabalho.

O Capítulo 2 apresenta o estado de arte e enquadra este trabalho na área de investigação. O capítulo de arte encontra-se dividido em dois pontos principais:

- 1) Breve contextualização da construção em alvenaria de pedra na história mundial, referindo com especial atenção o caso português;
- 2) Caracterização do comportamento da alvenaria de pedra à acção sísmica referindo a importância do estudo deste comportamento, principalmente no que diz respeito ao património edificado especial. Ainda neste ponto é feita a apresentação de diversas estratégias e modelos usados actualmente no estudo e reprodução do comportamento deste material de construção.

No Capítulo 3 começa-se por efectuar uma breve introdução às paredes de alvenaria, classificando-as tipologicamente, referindo tipos de ensaios, realçando os ensaios cíclicos quasi-estáticos no plano e descrevendo os modos de rotura característicos associados a essas estruturas. Numa segunda parte deste capítulo são descritos dois ensaios em paredes de alvenaria de pedra irregular (PA1 e PA2) realizados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. As paredes foram ensaiadas sob carga axial constante e submetidas a uma acção horizontal cíclica imposta no plano da parede, aplicada de forma estática e crescente sem mobilização de inércia.

No Capítulo 4 analisa-se a aplicabilidade de um modelo de dano contínuo (Faria, 1994), originalmente desenvolvido para estruturas de betão, na simulação do comportamento de estruturas de alvenaria de pedra, estruturas de natureza heterogénea e comportamento anisotrópico. Para tal, procedeu-se neste capítulo à calibração deste modelo através da comparação com resultados experimentais. Este processo de calibração utilizou duas fontes experimentais de informação: os resultados da campanha

de ensaios descrita no Capítulo 3 e os resultados experimentais encontrados na bibliografia (Vasconcelos, 2005).

No Capítulo 5 é feita a avaliação do comportamento de uma estrutura de alvenaria de pedra, a igreja de Gondar, submetida a uma acção dinâmica do tipo sísmico traduzida por acelerogramas gerados artificialmente de acordo com os espectros regulamentares. Neste estudo foram usadas várias estratégias de modelação recorrendo a diferentes níveis de complexidade geométrica e de cálculo. Para cada estratégia foram apresentados os principais resultados, avaliando-se simultaneamente as vantagens individuais de cada uma delas. Para além disso é também analisada a influência da estrutura da cobertura de madeira da igreja e de algumas soluções de reforço ao nível do plano da cobertura no comportamento global da estrutura.

O último capítulo, Capítulo 6, encontra-se dividido em duas partes; numa primeira parte são estabelecidas as conclusões finais do trabalho, resumindo-se os aspectos mais relevantes que o caracterizam; na segunda parte são apontadas as linhas de futuros desenvolvimentos a dar a este trabalho.

## CAPÍTULO 2 - ESTADO DE ARTE



## 2. ESTADO DE ARTE

### 2.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo encontra-se dividido em duas partes principais; na primeira pretende-se, de uma forma sucinta, contextualizar a construção em alvenaria, em particular a alvenaria de pedra, na história mundial, desde os primeiros indícios encontrados, passando por obras marcantes e simbólicas até à recém adquirida consciencialização para a sua preservação. Na segunda parte deste capítulo abordam-se diferentes aspectos da modelação numérica da alvenaria, nomeadamente a sua importância e a problemática que lhe está subjacente. São ainda apresentadas diversas estratégias e modelos usados recentemente na reprodução do comportamento deste material de construção.

### 2.2. CONSTRUÇÃO EM ALVENARIA DE PEDRA – BREVE CONTEXTUALIZAÇÃO

#### 2.2.1. *O início*

A alvenaria de pedra, material composto que integra grande parte do património cultural mundial, é uma das soluções construtivas mais antigas ainda em uso. A abundância deste material na natureza, aliada à sua versatilidade, fez com que fosse largamente usado em todo o tipo de construções (ex: habitações, templos e pontes) desde tempos imemoriais. Indícios encontrados junto ao lago Hullen em Israel que datam de 9000 a 8000 A.C. indicam que a alvenaria de pedra começou por ser usada na construção de simples habitações de formato circular, como referido por (Lourenço, 1996).

Com o passar do tempo o uso da alvenaria como matéria-prima na construção foi crescendo. Em locais como o continente europeu o culto da construção em alvenaria espalhou-se rapidamente estando intimamente ligado ao desenvolvimento/crescimento de algumas das mais conhecidas civilizações do mundo (ex: Grega e Romana). Nestas culturas é notória a importância atribuída à construção em alvenaria, principalmente nos grandes centros urbanos que funcionam hoje em dia como mostruários vivos, onde é possível encontrar alguns dos mais belos e imponentes exemplos desse tipo de construção. No entanto, a importância desta matéria-prima não se reflectiu apenas nestes centros, mas também em toda a extensão abrangida por estas culturas. Exemplos disso são as vias de comunicação (estradas e pontes em alvenaria) implementadas pelo império romana um pouco por toda a Europa.



Portugal não foi exceção. Por todo o país somos surpreendidos por inúmeros exemplos de construções de alvenaria de pedra adornando as nossas paisagens urbanas e rurais e atestando o enraizamento e importância desta matéria-prima na nossa cultura. Estes exemplos variam desde grande obras, como sejam castelos, até simples casas de habitação nas aldeias mais remotas (figura 2.1).



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 2.1 – Exemplos de construções em alvenaria de pedra em Portugal.

Resultado da evolução destas sociedades e consequentemente das suas técnicas construtivas, os critérios de escolha dos materiais de construção deixaram de estar apenas relacionados com a sua abundância ou versatilidade, passando os aspectos económicos e sociais a ter um papel de grande relevo. Sociedades como a egípcia ou a romana elevaram o patamar no que diz respeito à construção em alvenaria de pedra, tendo-se tornado referências históricas no que diz respeito ao uso deste material na materialização de grandiosidade e solidez através da sua utilização na edificação de obras como por exemplo as pirâmides de Gizé ou o Coliseu de Roma apresentados nas figuras seguintes, (Bianco, 2000). Estas construções (figura 2.2), constituíram um enorme desafio do ponto de vista construtivo e a sua edificação era regida pelo critério de durabilidade. Como tal, a disponibilidade de meios para a sua construção era elevada, em muitos casos chegando mesmo a ser “ilimitada”, sendo aplicadas as

melhores e mais avançadas técnicas de construção e os melhores e mais duráveis materiais, como é o caso da pedra.



(a)



(b)

Figura 2.2 – (a) Pirâmides de Gizé (Nilson, 2005). (b) Coliseu de Roma.

Ao observar este tipo de construções facilmente nos apercebemos que constituem um paradoxo intrigante, é possível simultaneamente encontrar nelas simplicidade e complexidade. Simplicidade criativa e relacionada com o método construtivo aperfeiçoado ao longo dos tempos, e complexidade subjacente ao seu funcionamento ou, de um ponto de vista mais arquitectónico, relativa às formas finais que se podem obter. Outra característica marcante deste tipo de construção é a estética. Muitos se devem questionar como é que um material “bruto” por natureza pode ter dado origem a algumas das mais belas e imponentes obras de arte alguma vez criadas pelo homem. Construções como a grande muralha da china ou a pirâmide Chichén Itzá encontram-se hoje entre as novas 7 maravilhas do mundo.



(a)



(b)

Figura 2.3 – Construção em alvenaria de pedra. (a) Pirâmide Chichén Itzá. (b) Grande Muralha da China.

Assim, solidez, durabilidade e versatilidade, associadas a uma diminuta necessidade de manutenção e a uma boa resistência ao fogo, são algumas das características vulgarmente apontadas da alvenaria.

a alvenaria apresenta ainda outras, tais como rigidez, diminuta necessidade de manutenção, resistência térmica e acústica, e excelente protecção ao fogo, que a tornaram num material incontornável na construção.

Apesar de toda a história ligada à construção em alvenaria de pedra e às suas inúmeras vantagens que a tornaram inicialmente tão atractiva, hoje em dia as construções com este tipo de material cingem-se a pequenas obras, o que retrata assim a queda de popularidade deste material no que diz respeito à construção de estruturas, desde os megalómanas símbolos do poder de uma civilização até às simples estruturas habitacionais. Este decréscimo de utilização deveu-se em grande parte ao peso económico que o uso da alvenaria começou a implicar, nomeadamente no que diz respeito ao custo do material e, em particular, da mão-de-obra especializada necessária.

### 2.2.2. Consciencialização

Como podemos constatar, as construções em alvenaria de pedra encontram-se enraizadas sob inúmeras formas nas mais variadas culturas. Muitas destas construções marcaram épocas e acontecimentos e simbolizam personalidades e mudanças, funcionando como memórias de um povo, das suas origens relembando a sua história. Apesar, ou por causa disso estas construções são muitas vezes vítimas do esquecimento, originando cenários como os ilustrados na figura 2.4, que empobrecem o país e degradam a paisagem.



(a)



(b)

Figura 2.4 – Património devoluto. (a) Zona rural. (b) Zona urbana.

Sendo estas estruturas um legado, devemos aprender a respeitá-las, a coabitar e a interagir com elas, protegendo o passado, dignificando o presente e proporcionando um futuro. Esse futuro passará essencialmente pela salvaguarda, recuperação, reabilitação e valorização do património edificado intervindo de forma adequada, activa mas também sustentada e integrada no património (Cabrita, 2000).



Cada vez mais as sociedades tomam consciência da importância da conservação do património, especialmente do património monumental/histórico, não só por motivos socioculturais mas também económicos, tantas vezes associados a acções de turismo e lazer.

### 2.2.3. *O material*

No passado as estruturas de alvenaria eram construídas seguindo regras muito empíricas, baseadas na experiência dos construtores e nos seus sucessos e insucessos (métodos iterativos de tentativa e erro).

Em termos históricos a alvenaria simples sem junta argamassada começou por ser um dos primeiros sistemas estruturais em uso. Neste sistema as unidades de alvenaria eram dispostas (justapostas e sobrepostas) de forma mais ou menos imbricada, quer longitudinalmente, quer transversalmente, permitindo que desta associação resultasse, sob a acção da gravidade, uma interacção de equilíbrio entre os diferentes elementos assegurada através de tensões de compressão e de atrito. No entanto, a capacidade de suportar tracções desta técnica construtiva é, em termos práticos, nula. Com efeito, dado que não existe nenhum ligante físico entre blocos, não há qualquer possibilidade de transferir cargas de tracção entre blocos. Neste sistema formal e estrutural somente os elementos sob acção de compressões podiam ser materializados em alvenaria, devendo a flexão, caso existisse, ser secundária face ao esforço de compressão. Isto implicava algumas limitações na dimensão dos vãos e na altura das edificações.

Com o objectivo de providenciar uma maior coesão, imbricamento e um comportamento mais homogéneo à alvenaria, recorreu-se ao preenchimento das juntas entre blocos com argamassa. Embora a alvenaria com junta argamassada apresente alguma capacidade de transmissão de esforços de tracção, ainda assim a sua capacidade resistente à flexão é bastante reduzida

O comportamento das alvenarias está frequentemente associado, por um lado à forma como foi construída, dependendo neste caso de factores como a coesão, a ligação dos paramentos, o imbricamento e a percentagem de argamassa, e por outro à qualidade e características dos materiais constituintes (ex: dimensão e regularidade). Quanto mais irregular for a alvenaria mais o seu comportamento depende da argamassa ou dos materiais usados como ligante, que, em geral, são pobres e evidenciam:

- Muito fraca resistência a esforços de tracção (materiais quase incoerentes);
- Fraca resistência à compressão (excessiva presença de vazios);

## **2.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA DE PEDRA**

### *2.3.1. Importância*

O facto de grande parte dos edifícios antigos terem sido executados em alvenaria de pedra é por si só um grande incentivo ao estudo deste material, e métodos e modelos de análise deste tipo de estruturas. No entanto, devido à grande heterogeneidade deste material, esta não é uma tarefa fácil.

Como as metodologias modernas de conservação e reabilitação do património requerem análises estruturais cada vez mais detalhadas, com o objectivo de diagnosticar e efectuar avaliações de segurança, e os programas de dimensionamento de novas estruturas usados correntemente tem um nível de aplicabilidade muito limitado neste campo (Lourenço, 2006), torna-se necessário o desenvolvimento de modelos numéricos capazes de prever eficazmente o comportamento de estruturas de alvenaria de pedra, quer sob acções estáticas quer dinâmicas. Estes modelos permitirão, por exemplo, compreender a resposta deste tipo de estrutura às acções do tipo sísmico, dando informações preciosas acerca de possíveis mecanismos de colapso e de progressão do dano.

### *2.3.2. Problemática*

Na análise de estruturas antigas, no presente caso em alvenaria de pedra, são colocados importantes desafios que se prendem com a complexidade da sua geometria e pormenores construtivos, com a variabilidade das propriedades dos materiais que as compõem, com o desconhecimento das técnicas de construção usadas e com a ausência de conhecimento das patologias induzidas ao longo do tempo e de códigos que permitam a utilização de regras e padrões. Este tipo de estrutura não pode ser reduzida a um esquema estrutural normalizado estando associada a características físicas e mecânicas de grande variabilidade e incerteza. Por isso, uma das maiores dificuldades encontradas quando se pretende efectuar a simulação numérica destas estruturas é a caracterização detalhada das propriedades da alvenaria de pedra, dado tratar-se de um material de características intrinsecamente heterogéneas.

Apenas recentemente a comunidade científica começou a mostrar interesse na utilização de métodos experimentais avançados e no desenvolvimento de ferramentas numéricas de análise deste tipo de estruturas. Em particular, hoje em dia existem vários recursos disponíveis para o estudo experimental do comportamento mecânico da alvenaria, nomeadamente, ensaios laboratoriais adequados e testes “*in situ*” não destrutivos ou medianamente destrutivos, como sejam os efectuados com recurso a tecnologia sónica, a esclerómetros ou a macacos planos. Relativamente a estes últimos, apesar da interpretação dos seus resultados se encontrar normalizada, o seu uso depende em grande parte do bom senso e experiência dos utilizadores, uma vez que a maioria da informação obtida é de carácter qualitativa e serve apenas como base de comparação. Quanto aos ensaios experimentais realizados em

laboratório, existe ainda uma grande escassez e dispersão dos resultados, não existindo ainda uma base de dados experimentais relativos a este material capaz de servir de suporte ao desenvolvimento e calibração de ferramentas numéricas.

De um ponto de vista mais conceptual pode-se dizer que a análise deste tipo de estruturas também não deve ser efectuada sem ter em conta os factos históricos mais relevantes que as afectaram/alteraram/danificaram durante a sua existência. Trata-se de um tipo de estrutura caracterizada por uma história, que deve ser vista como uma importante fonte de informação, ou melhor ainda, como uma experiência à escala (geométrica e temporal) real, (Betti, 2006).

Desde o contexto histórico no qual a estrutura foi criada, passando pelos métodos de concepção e construção utilizados e pelas transformações sofridas, até aos danos causados pelos mais diversos motivos, tudo tem que ser tido em conta e, até certo ponto, introduzido na análise por forma a torná-la o mais real e objectiva possível.

#### *2.3.2.1. Estruturas de alvenaria de pedra e o seu comportamento à acção sísmica*

Os sismos são uma das mais terríveis e devastadores forças da natureza, actuando de forma abrupta sem aviso e não permitindo tempo de resposta para a preparação ou evacuação, caracterizando-se por um forte impacto sobre a sociedade, quer a nível económico, quer social. Como tal, um grande esforço tem sido feito no sentido de se obter um maior conhecimento prático do comportamento das estruturas à acção sísmica e da forma como este tipo de acção as afecta/danifica. Este estudo ganha especial interesse no caso de estruturas de alvenaria devido ao seu comportamento complexo e imprevisível quando submetidas a acções dinâmicas.

As construções antigas, que em Portugal representam uma importante fatia das estruturas existentes, possuem quase sempre um sistema estrutural em alvenaria de pedra, que dadas as suas características, principalmente a baixa resistência à tracção, tornam este material inadequado para resistir às acções dinâmicas, especialmente às acções do tipo sísmico. Apesar disso, algumas destas estruturas têm conseguido superar, com maiores ou menores danos, vários abalos sísmicos, alguns de elevada magnitude, dando provas de capacidade para resistir a eventos deste tipo, (Roque, 2002).

O estudo do nível de vulnerabilidade sísmica destas construções é por isso essencial, sendo um pré requisito para a definição de uma metodologia eficaz de reabilitação. Este tipo de análises permite elaborar mapas de risco sísmico que associam o risco de ocorrência de abalos sísmicos à previsão do dano, revelando-se de grande importância na definição de prioridades de intervenção com um adequado planeamento técnico e financeiro que permita tomar medidas preventivas de reabilitação/reforço estrutural no sentido de minorar os prejuízos, evitando mesmo a perda de imóveis de valor histórico e cultural. As análises de vulnerabilidade deverão ainda dar indicações acerca dos

modos e mecanismos de dano mais prováveis, sendo para tal indispensável desenvolver metodologias de análise sísmica capazes de eficazmente prever as patologias causadas nestas estruturas quando submetidas a este tipo de acção.

Segundo (Syrmakezys, 2005) a avaliação do nível de vulnerabilidade sísmica deste tipo de estrutura pode ser feita com base em quatro tipos principais de metodologias:

- Métodos de categorização, baseados na classificação tipológica das estruturas;
- Métodos de inspecção e avaliação, com atribuição de números a cada estrutura;
- Métodos analíticos, baseados na análise de estruturas por forma a estimar a resistência expectável durante um abalo sísmico;
- Métodos experimentais, incluindo testes para a determinação das propriedades estruturais de toda a estrutura, bem como dos seus componentes.

Como em Portugal existe uma grande probabilidade de ocorrência de sismos com potencial destrutivo, torna-se necessário efectuar a análise de vulnerabilidade sísmica do património existente. São exemplos de trabalhos realizados no sentido de avaliar a vulnerabilidade e o risco sísmico do património em Portugal, apresentados em (Roque, 2007) e em (Vicente, 2007).

### *2.3.3. Avanços: Metodologias e modelos usados na simulação de alvenaria*

Para a análise do comportamento mecânico de estruturas históricas existem hoje em dia inúmeros métodos e ferramentas computacionais, que se apoiam em diferentes teorias e estratégias, resultando em diferentes níveis de complexidade (desde simples métodos gráficos e cálculos manuais até complexas formulações matemáticas e extensos sistemas de equações não lineares), diferentes tempos de cálculo e, claro, diferentes custos. A opção por um ou outro método depende essencialmente do tipo de análise pretendida e dos seus objectivos, tendo sempre em mente que análises mais complexas não são necessariamente sinónimo de melhores resultados.

#### *2.3.3.1. Modelação com elementos finitos*

O método de elementos finitos é uma das abordagens possíveis na modelação de estruturas em alvenaria de pedra, podendo essa modelação ser feita ao nível micro ou ao nível macro, dependendo a decisão essencialmente dos objectivos estabelecidos para a análise.

Alguns autores, como por exemplo (Costa, 2006) optam por uma análise detalhada da alvenaria com elementos finitos, reduzindo a alvenaria aos seus componentes básicos (juntas, blocos e enchimento) tal como ilustrado na figura 2.5a. Este tipo de modelação que exige o conhecimento da “exacto” da estrutura da alvenaria, é inevitavelmente acompanhado por um aumento no tempo e meios de cálculo,

o que torna esta estratégia de modelação inviável no estudo corrente de estruturas reais. É um tipo de modelação indicado para o estudo de zonas localizadas onde se pretendam estudar efeitos locais e onde exista o conhecimento detalhado da geometria dos elementos constituintes.

Existem autores que optam por estratégias de micro modelação simplificada, como a preconizada em (Lourenço, 1996), caracterizadas pela combinação, ou omissão de certos constituintes, permitindo diminuir drasticamente o tempo de cálculo sem grande perda de precisão. Um exemplo de simplificação usada é a consideração das juntas e do enchimento como sendo um material único com características equivalentes aos seus componentes individuais (figura 2.5b).

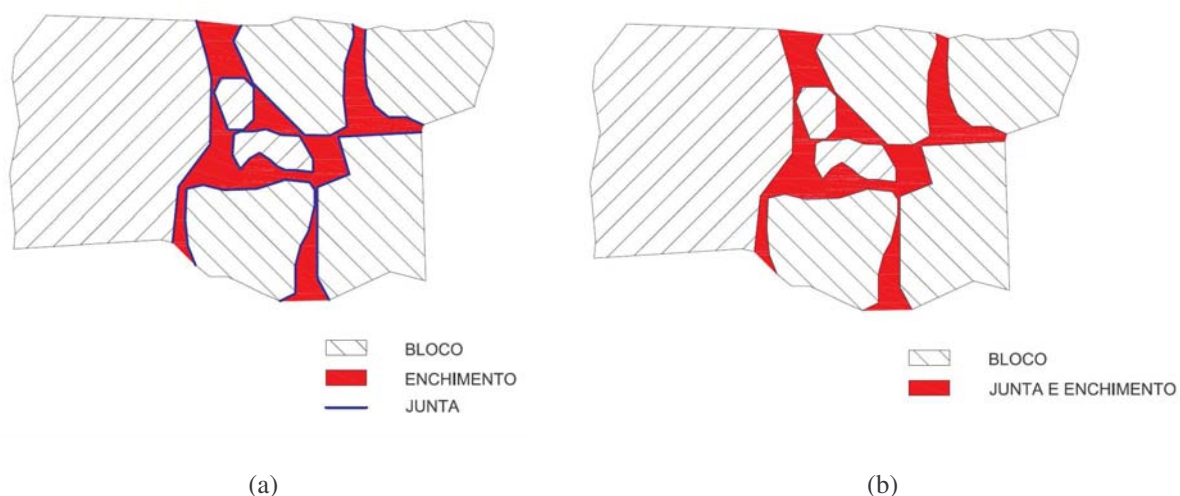


Figura 2.5 – (a) Micro modelação detalhada. (b) Micro modelação simplificada.

Ainda no domínio da modelação com elementos finitos, certos autores optam pela macro modelação, usando macro modelos mecânicos, também conhecidos como homogêneos ou contínuos, nos quais todos os elementos da alvenaria são incorporados num meio contínuo, sendo estabelecida uma relação entre extensões e tensões médias no material. Tais relações são obtidas adoptando um ponto de vista fenomenológico ou usando técnicas de homogeneização.

Em termos de aplicabilidade, trata-se de um tipo de modelação claramente indicada quando factores como o tempo, simplicidade de modelação e capacidade de cálculo são determinantes. É uma estratégia de modelação orientada para o uso corrente na análise de estruturas reais e quando existe necessidade de manter um equilíbrio entre precisão e rapidez/eficiência, (Lourenço, 2002). De seguida serão apresentadas algumas estratégias usadas por vários autores na simulação do comportamento da alvenaria recorrendo a este tipo de modelação com elementos finitos.

Os modelos de dano escalares de fendilhação distribuída ou outros modelos semelhantes, tais como os apresentados em (Faria, 1994), e em (Cervera, 2003), são muitas vezes usados na modelação deste tipo de material. Este tipo de modelos em que o dano ( $d$ ) é definido num determinado ponto por um valor



escalar que define o nível de degradação do material, variando esta degradação desde o estado elástico até à ruptura, e em que a fendilhação é tratada como sendo distribuída ao longo da estrutura, são normalmente usadas na modelação/análise de estruturas de betão reforçadas (Faria, 2004) ou em grandes volumes de betão, tendo apresentado nestes campos de aplicação resultados bastante bons. No entanto, quando se tratam de estruturas de alvenaria de pedra em que o material tem características muito particulares, estes modelos podem distanciar-se da realidade. Análises efectuadas com estes modelos demonstram que por vezes o dano é sobreavaliado espalhando-se num volume de estrutura para lá do que acontece na realidade. Como resposta, vários autores têm partido destes modelos e efectuado, com algum sucesso, modificações por forma a quantificar essas mesmas características; exemplo disso é o caso apresentado em (Clemente, 2006).

Em (Clemente, 2006) é apresentado um modelo para a análise de grandes estruturas. Trata-se de uma versão modificada do modelo baseado no modelo de dano escalar de fendilhação distribuída (Cervera, 2003), modificado por forma a reproduzir fendilhação individual localizada. Esta alteração ao modelo passou pela criação de um algoritmo denominado “*crack tracking algorithm*”, que começa por localizar o ponto na fronteira da estrutura em que aparece a fendilhação, obrigando-a posteriormente a desenvolver-se em função da direcção principal de tracção. O algoritmo marca um conjunto de elementos finitos pertencentes ao caminho da fenda, que poderão potencialmente vir a sofrer dano/fendilhação (figura 2.6). O critério usado para definir estes elementos depende da magnitude e da direcção das tensões principais em cada uma das direcções. Este algoritmo foi implementado para utilização na resolução de problemas bidimensionais usando elementos finitos triangulares de 3 nós.

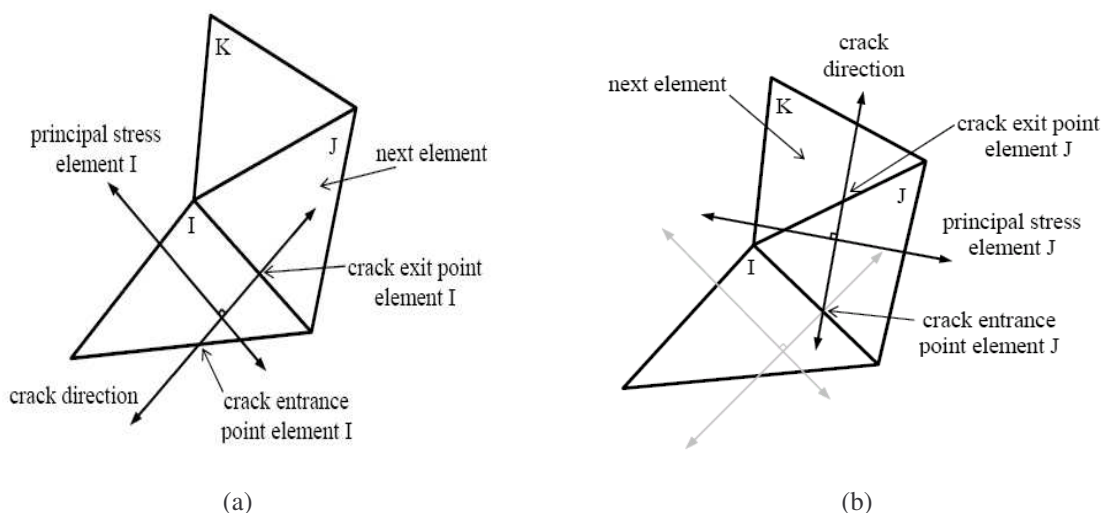


Figura 2.6 – Princípio de funcionamento do algoritmo de marcação de elementos, (Clemente, 2006).

Em (Saetto, 2000) é proposto um modelo desenvolvido para o estudo de alvenaria frágil sujeita a carregamento no plano. Trata-se de modelo de dano contínuo com quatro parâmetros de dano internos independentes, em compressão e tracção e para ambas as direcções naturais da alvenaria. A definição

destes parâmetros permite a recuperação de rigidez com o fecho das fissuras, bem como o diferente comportamento inelástico ao longo de cada um dos eixos considerados. Para cada um dos parâmetros de dano foram definidos leis de evolução e um critério de dano (figura 2.7), expressos em termos de tensões equivalentes. Neste modelo, as leis de evolução de dano foram assumidas semelhantes às propostas por (Faria, 1998) para betão.

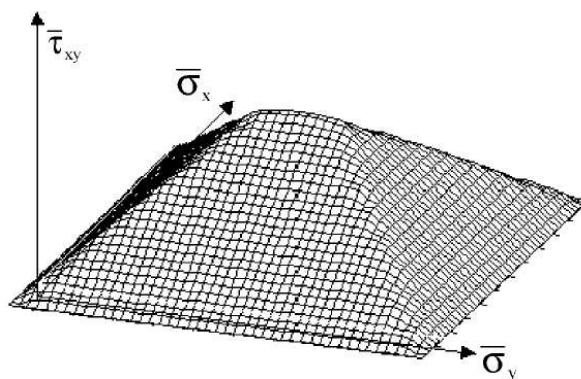


Figura 2.7 – Superfície limite assumida para as variáveis de dano, (Saetta, 2002).

Em (Berto, 2001) o modelo anterior sofreu algumas actualizações no sentido de melhorar a sua capacidade de simular o comportamento mecânico da alvenaria. Foram adicionados ao modelo um factor de corte, que permite ter em conta o efeito de atrito ao longo de uma fissura aberta e a possibilidade de existirem extensões irreversíveis.

Em (Lagomarsino, 1997) é apresentado um modelo de junta argamassada para a análise de alvenaria. Trata-se de um modelo baseado na mecânica de dano que tem em consideração tanto o dano do enchimento como a falta de coesão entre a alvenaria e o enchimento que ocorrem quando acontecem fenómenos de abertura e de deslizamento friccional. A equação constitutiva depende de duas variáveis internas que representam o deslizamento friccional e o dano da junta argamassada (figura 2.8), sendo estas variáveis reguladas por um limite de deslizamento e por uma condição de dano. Este modelo é caracterizado por uma dissipação por atrito, juntamente com uma degradação da rigidez sob tensões de compressão.

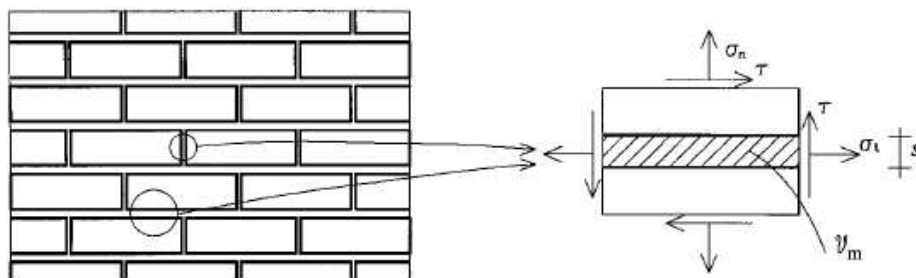


Figura 2.8 – Componentes de tensão na junta argamassada, (Lagomarsino, 1997).

Este modelo foi usado por estes autores em duas estratégias diferentes de modelação. Na primeira este modelo foi aplicado na modelação composta de paredes de alvenaria em que os blocos e a junta argamassada foram modelados individualmente (micro modelação). Na segunda o modelo de dano de junta argamassada serviu de base para um modelo de dano contínuo que foi usado na modelação de paredes de grande escala. As equações constitutivas para a alvenaria foram obtidas com base num processo de homogeneização que envolveu o modelo de dano de junta argamassada proposto e simples equações constitutivas de dano para a camada de blocos.

Em (Calderini, 2008) é apresentado um modelo contínuo homogeneizado para o estudo do comportamento anisotrópico e inelástico da alvenaria no plano. As equações constitutivas do contínuo homogeneizado são obtidas através de análises micro mecânicas, tendo sido para tal definido um elemento de volume de referência (figura 2.9). Este tipo de análise é válida para aplicação em materiais em que seja possível escolher um elemento de referência que se repita de forma periódica. No caso da alvenaria de pedra irregular a periodicidade de qualquer elemento de referência adoptado dificilmente é conseguida, o que torna este modelo pouco adequado para este material.

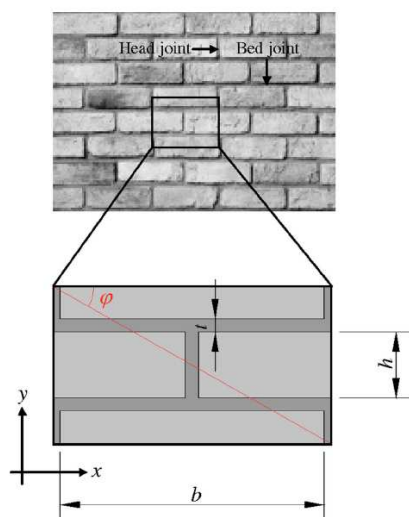


Figura 2.9 – Volume de referência, (Calderini, 2008).

### 2.3.3.2. Modelação com elementos discretos

Uma forma diferente de abordar a problemática da modelação de alvenaria, que tem apresentado resultados promissores, é através do método dos elementos discretos, um método originalmente aplicado por Cundall (Cundall, 1971) na área da mecânica das rochas.

As primeiras aplicações deste tipo de elemento a estruturas de alvenaria de pedra tiveram como base as formulações típicas dos modelos discretos:

- Blocos rígidos ou deformáveis, em que nestes últimos se admite uma malha de elementos finitos;
- Condições de contacto denominadas de “*soft contact*”, em as tensões são obtidas a partir do deslocamento relativo entre blocos tendo em conta as propriedades normais e tangenciais adoptadas. Este tipo de modelo de contacto permite uma ligeira sobreposição de blocos em compressão, (figura 2.10);
- Resolução explícita de problemas estáticos e dinâmicos.

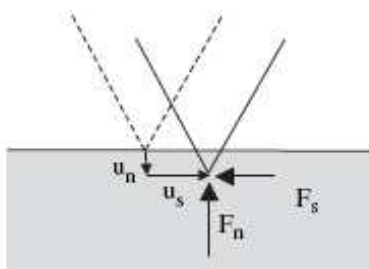


Figura 2.10 – Modelo de contacto “*soft contact*”, em que  $u_n$  representa a sobreposição de blocos e  $u_s$  a componente de deslizamento, (Lemos, 2007).

Outros modelos de contacto são os de “*rigid contact*” (figura 2.11) incorporados no trabalho de autores como em (Jean, 1995) e (Acary, 1998) ou ainda os modelos de contacto que recorrem ao uso de molas na superfície dos blocos, (Casolo, 2004a).

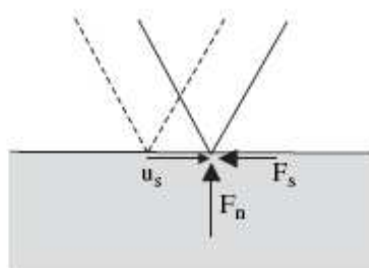


Figura 2.11 – Modelo de contacto “*rigid contact*”, em que  $u_s$  representa o deslocamento de corte quando ocorre deslizamento, (Lemos, 2007).

Tal como no caso dos elementos finitos, a modelação de alvenaria com elementos discretos pode ser feita ao nível micro ou ao nível macro. Com base na filosofia de modelação apresentada, a aplicação de elementos discretos a um nível micro apresenta vantagens evidentes, principalmente no que concerne a facilidade de modelação e exigências computacionais. Neste tipo de abordagem ao nível micro, a principal diferença entre o método de elementos finitos e o método dos elementos discretos diz respeito à forma como é modelado o contacto entre os diferentes elementos: na modelação com elementos finitos é considerado uma superfície de interface (ex: modelos de juntas), enquanto que na modelação com elementos discretos o contacto é feito através de pontos de contacto que permitem

análises com grandes deslocamentos. No entanto, apesar das diferenças existentes entre estas duas abordagens, a sua evolução tende a aproximá-los cada vez mais, chegando estes a complementarem-se mutuamente. Existem ainda soluções de modelação híbridas, denominadas por método do elemento finito/discreto. Este tipo de modelação aparece no trabalho de autores como Munjiza em (Munjiza, 2004), Petrinic em (Petrinic, 1996) ou Barbosa em (Barbosa, 1996), tal como descrito em (Lemos, 2007).

No que diz respeito à macro modelação, a discretização de um material através de um contínuo homogeneizado usando um método de elementos discretos não faria sentido, uma vez que para além de ser necessário aplicar elementos finitos na modelação, as capacidades dos programas de elementos discretos são limitados neste domínio, quando comparados com os programas de elementos finitos. O uso de elementos discretos no campo da macro modelação tem vantagens quando se usam abordagens como a proposta por Siro Casolo em (Casolo, 2004b). Neste trabalho o autor propõe uma metodologia de modelação de alvenaria regular no qual o comportamento de uma porção de alvenaria é homogeneizado e simulado numericamente por uma unidade de referência (figura 2.12) composta por elementos rígidos e quadriláteros ligados entre si por duas molas normais e uma mola de corte, cujas características são definidas considerando os efeitos de textura que surgem devido à degradação mecânica do enchimento.

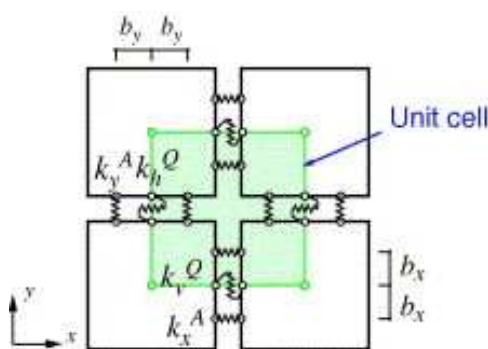


Figura 2.12 – Unidade de referência definida por elementos rígidos, (Casolo, 2004a).

Nesta abordagem a alvenaria (material heterogêneo composto) é tratada como um contínuo estruturado, não envolvendo no entanto a homogeneização de toda a estrutura num contínuo e evitando assim as complexidades relativas à atribuição de características elásticas e plásticas a esse mesmo contínuo. Isto é conseguido renunciando por completo ao conceito de contínuo e explorando as características intrínsecas da cinemática dos elementos rígidos. Para além disso, este tipo de abordagem necessita de um reduzido esforço computacional, o que é promissor quando se tem em mente modelações numéricas mais complexas, como sejam as análises não lineares dinâmicas.

Mais recentemente e na sequência do trabalho anteriormente descrito em (Casolo, 2007) é proposta uma estratégia de modelação numérica com elementos rígidos para o estudo dinâmico no plano de

paredes de alvenaria irregular (figura 2.13) cuja resposta sísmica está fortemente relacionada com a deterioração mecânica e dissipação de energia histerética.

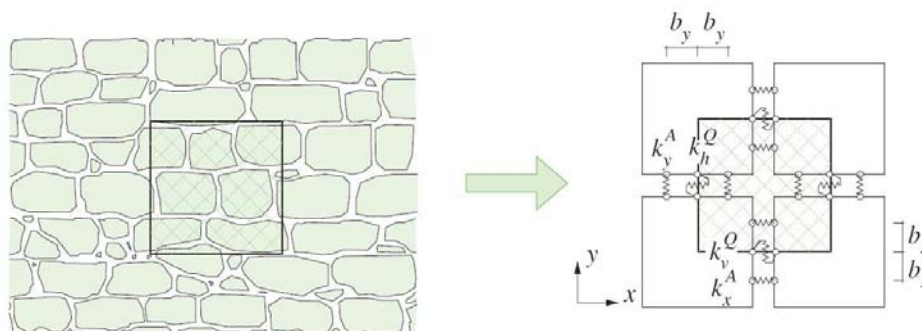


Figura 2.13 – Esquema de uma parede de alvenaria irregular e da unidade de referência definida por quatro elementos rígidos, (Casolo, 2007).

Para tal, neste trabalho foi adoptado um modelo com elementos rígidos ligados entre si por molas, semelhante ao descrito anteriormente. Para além disso o modelo material aplicado baseou-se numa descrição fenomenológica da resposta cíclica da alvenaria, tendo sido atribuídas leis histeréticas específicas e independentes à deformação axial e de corte entre elementos. Esta separação, segundo o autor conduziu a uma grande redução do esforço computacional, apesar de ter sido usado uma lei do tipo Coulomb por forma a relacionar o esforço das molas de corte com a carga axial vertical.

#### 2.3.4. *Juízo crítico*

Os modelos e estratégias usadas na simulação do comportamento da alvenaria através de elementos finitos que se apresentam neste estado de arte têm na sua maioria um campo de aplicação direccionado principalmente para análises no plano (2D) e para a modelação de alvenaria regular. Para além destas estratégias ainda são apresentadas abordagens específicas para o método de elementos discretos. Todos estes modelos pelas suas características tornam a resolução numérica destes problemas relativamente fácil e pouco pesada em termos computacionais. No entanto a sua especificidade torna-os por vezes bastante limitados quando se pretende efectuar análises mais diversificadas e de maior dimensão, como no caso da presente dissertação.

O objectivo final desta dissertação passa pela análise numérica tri-dimensional (3D) não linear dinâmica de estruturas complexas de alvenaria de pedra irregular usando o método dos elementos finitos. Como se trata de um tipo de análise bastante exigente em termos de preparação do modelo e de esforço computacional, optou-se por uma estratégia de macro modelação usando um modelo de dano contínuo, mais especificamente o apresentado em (Faria, 1994), que permite considerar a alvenaria como um material homogéneo isotrópico e assim simplificar o estudo.

A maior dificuldade na utilização deste tipo de modelo passa pela sua calibração para reproduzir o comportamento da alvenaria que é por natureza um material heterogéneo de comportamento anisotrópico. Como tal, este trabalho de calibração e de avaliação da aplicabilidade deste modelo representa uma grande e importante parte deste trabalho.

### **CAPÍTULO 3** - ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA





### 3. ENSAIOS EXPERIMENTAIS EM PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA

#### 3.1. INTRODUÇÃO

As estruturas são compostas por diferentes elementos com função resistente: elementos horizontais como lajes e vigas, e verticais como pilares e paredes. No caso particular de edifícios em alvenaria estrutural, as paredes são os elementos resistentes por excelência e assumem um papel preponderante no comportamento global destas estruturas. Esta secção do capítulo será direccionada para o estudo do comportamento destes elementos, principalmente quando submetidos a acções cíclicas no plano.

##### *3.1.1. Classificação das paredes de alvenaria de pedra*

A caracterização do comportamento global de estruturas de alvenaria de pedra envolve a análise e estudo das paredes resistentes, uma vez que estas constituem um dos elementos estruturais mais relevantes neste tipo de construção. Como primeira etapa desse estudo são referidos alguns dos parâmetros que contribuem para a sua classificação.

Segundo (Binda, 1998) as paredes de alvenaria de pedra com funções estruturais podem ser classificadas tipologicamente em função das suas características construtivas, tendo por base quatro parâmetros: o tipo de pedras usadas, a secção das pedras, o seu assentamento e a argamassa de ligação das pedras.

- **Pedras:** forma das pedras utilizadas (trabalhadas ou não trabalhadas), natureza ou origem, dimensões, cor e estado de conservação;
- **Secção:** número de paramentos e respectiva espessura, grau de sobreposição (imbricamento) entre paramentos, presença de pedras transversais (juntouros ou travadouros) que façam a ligação entre os paramentos ou de cunhas ou calços de assentamento, a dimensão e distribuição dos vazios, a percentagem de combinação dos componentes (pedra, argamassa e vazios);

- **Assentamento:** textura e regularidade das superfícies de assentamento (regular, irregular, desbastada, etc.) e sua disposição, com destaque para a presença de calços ou cunhas (realizados com pedras de menores dimensões – seixos de assentamento);
- **Argamassa:** identificada primeiro pela sua consistência e em seguida pelo seu desempenho, espessura (juntas), cor e pelo diâmetro, forma e cor dos agregados.

Estes parâmetros influenciam directa ou indirectamente a resistência da alvenaria; A composição das paredes fornece-nos informação importante sobre o seu comportamento mecânico global espectável.

As paredes de alvenaria podem ser classificadas quanto ao tipo de aparelho (figura 3.1) como:

- de juntas desalinhadas;
- de juntas irregulares alinhadas;
- de juntas regulares alinhadas.

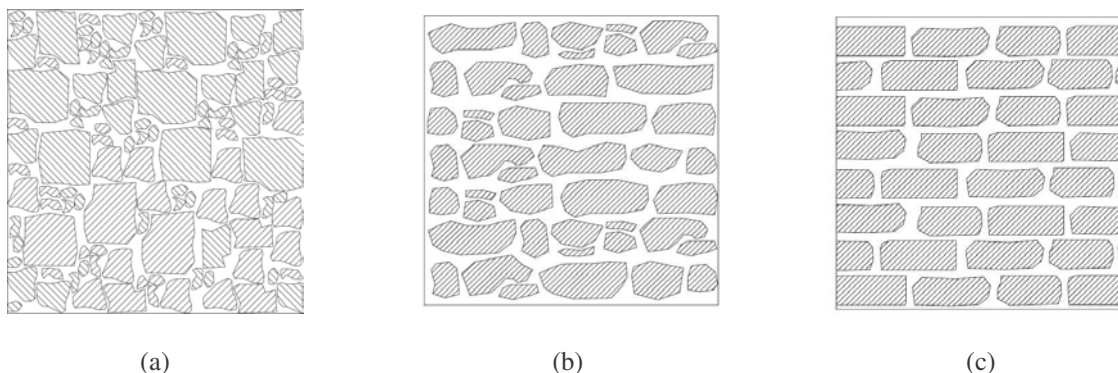


Figura 3.1 – Classificação das paredes de alvenaria quanto ao tipo de aparelho. (a) Juntas desalinhadas. (b) Juntas irregulares alinhadas. (c) Juntas regulares alinhadas.

As paredes de alvenaria podem ainda ter assentamentos:

- (a) horizontal;
- (b) horizontal/vertical;
- (c) aleatório;
- (d) escalonado com fiadas de regularização;
- (e) em espinha de peixe;
- (f) com calços ou cunhas.

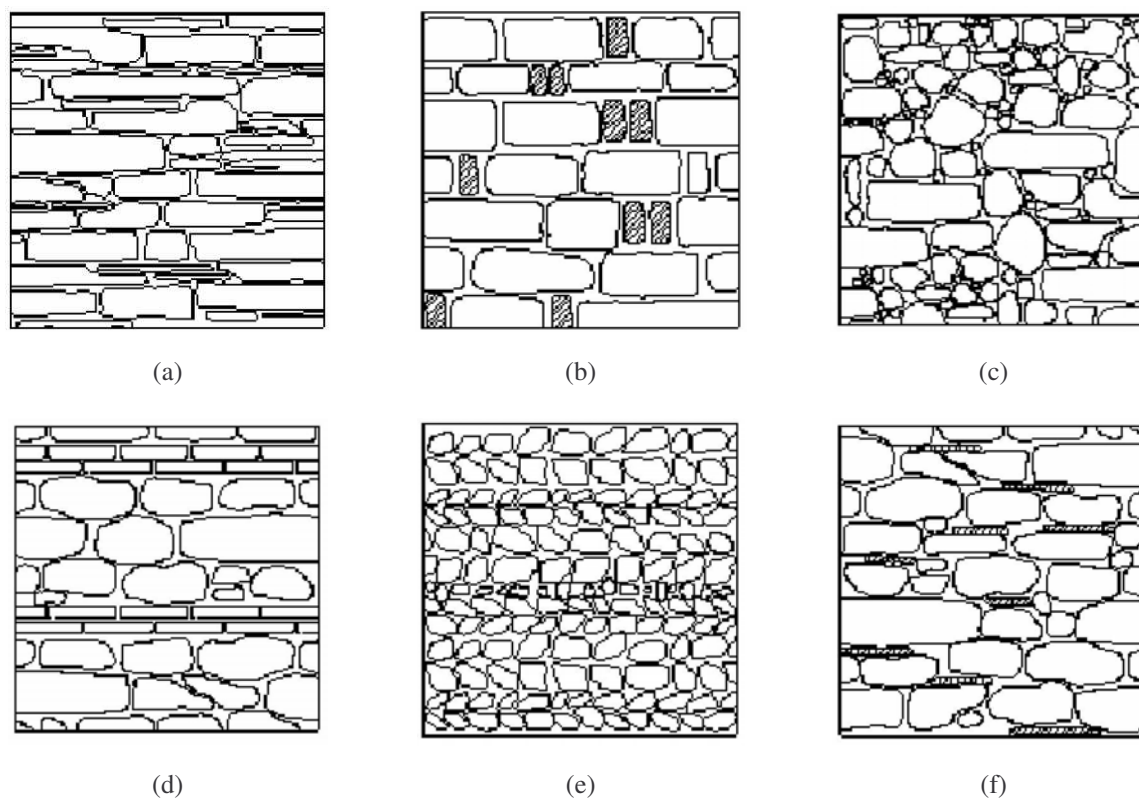


Figura 3.2 – Classificação das paredes de alvenaria quanto ao assentamento (GNDT, s.d.). (a) Horizontal. (b) Horizontal/Vertical. (c) Aleatório. (d) Escalonado com fiadas de regularização. (e) Em espinha de peixe. (f) Com calços ou cunhas.

As paredes de alvenaria segundo a sua secção i.e., o número de paramentos classificam-se como:

- de paramento simples;
- de dois paramentos sem ligações;
- de dois paramentos com ligação;
- de três paramentos com núcleo de fraca qualidade.

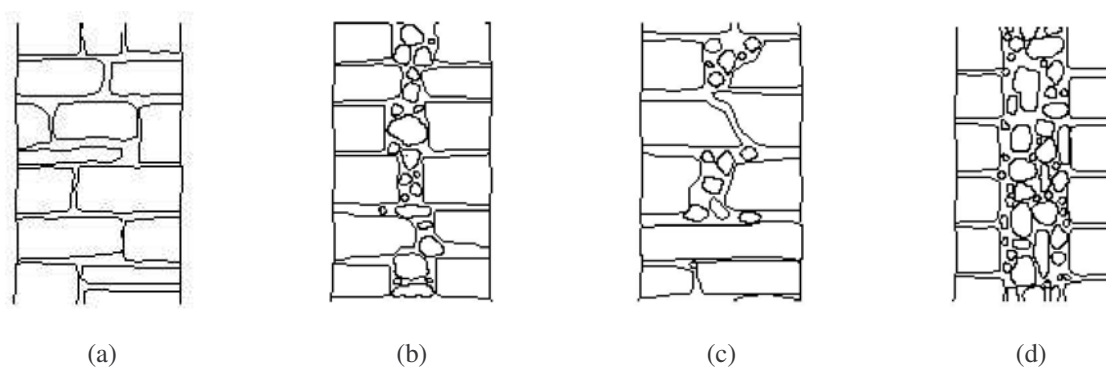


Figura 3.3 – Classificação da secção das paredes de alvenaria quanto ao número de paramentos (GNDT, s.d.). (a) Paramento simples. (b) Dois paramentos sem ligação. (c) Dois paramentos com ligação. (d) Três paramentos com núcleo de fraca qualidade.

### 3.1.2. Modos de rotura de paredes de alvenaria de pedra

A rotura de paredes de alvenaria, para além de depender da sua tipologia e da qualidade dos materiais constituintes, depende do tipo de ensaio e do tipo de acções aplicadas. Para acções no plano a rotura dá-se por flexão e/ou corte e para acções fora do plano a rotura ocorre por flexão.

Como foi referido anteriormente, pelo facto do trabalho experimental levado a cabo nesta dissertação incidir sobre o comportamento no plano de paredes de alvenaria, serão apenas apresentadas as formas de rotura para este comportamento. Assim sendo, paredes submetidas a acções no plano podem romper principalmente segundo três modos de rotura (figura 3.4):

- (a) Rotura por deslizamento (associado a rotura por corte das juntas);
- (b) Rotura por flexão;
- (c) Rotura por corte.

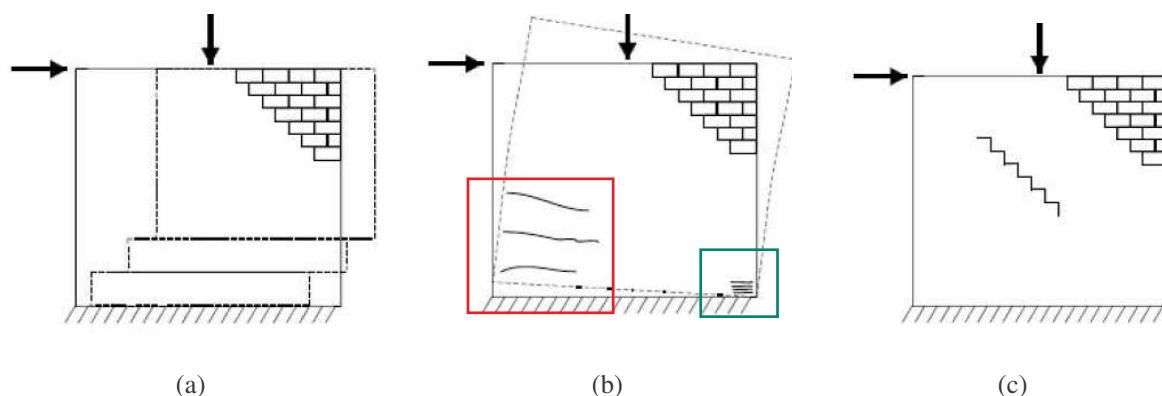


Figura 3.4 – Formas de rotura das paredes de alvenaria submetidas a acções no plano, (Nejati, 2005). (a) Rotura por deslizamento. (b) Rotura por flexão. (c) Rotura por corte.

A rotura por deslizamento é definida como o deslocamento horizontal de partes da parede sob um alinhamento tendencialmente horizontal definido preferencialmente por um alinhamento de juntas, (figura 3.4a). Na rotura por flexão a parede comporta-se como uma barra encastrada na base submetida a carga na extremidade livre. Neste caso a capacidade de carga da parede é ditada pelas zonas traccionadas da parede (abertura de juntas - marcado a vermelho na figura 3.4b) ou por esmagamento da alvenaria junto à base (marcado a verde na figura 3.4b). A rotura por corte é caracterizada pela reorientação das tensões principais de tracção como resultado da acção conjunta de compressão e corte, conduzindo às típicas fendas diagonais, (figura 3.4c). Este último modo de rotura acontece essencialmente em paredes em que o rácio entre a altura e a largura é relativamente baixo, condição que se verifica em muitas das situações encontradas, (Nejati, 2005).

### 3.1.3. Ensaios realizados

Compreender como se comportam as estruturas de alvenaria de pedra irregular sob acções cíclicas horizontais é fundamental para melhor perceber os mecanismos de colapso e da progressão de dano resultante da actuação de acções sísmicas neste tipo de estrutura.

Existem diferentes tipos e esquemas de ensaios experimentais aos quais se podem submeter paredes de alvenaria, e que permitem avaliar o seu comportamento sob acção cíclica do tipo sísmico. Esses ensaios podem ser divididos em quatro diferentes tipos:

- Quasi-estáticos;
- Pseudo-dinâmicos;
- Dinâmicos;
- Ensaios em tempo real.

Tendo em conta os objectivos traçados para esta dissertação e as condições/capacidade do LESE, foram realizados ensaios cíclicos quasi-estáticos no plano da parede. Os ensaios (figura 3.5) consistiram na aplicação de uma carga vertical no topo da parede, no presente caso constante, por forma a simular as cargas superiormente suportadas pela estrutura, e na imposição de uma lei de deslocamentos cíclica, horizontal de amplitudes crescentes imposta no plano da parede e aplicada de forma quasi-estática i.e., sem mobilização da inércia. Para além destes aspectos o equipamento de monitorização deve ser adaptado à estrutura e aos objectivos definidos para o ensaio.

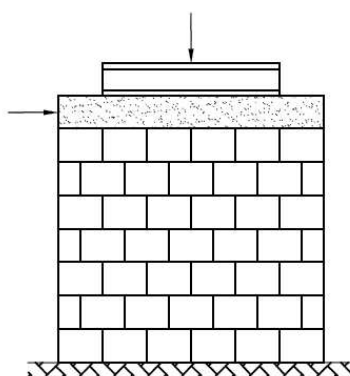


Figura 3.5 – Configuração típica de ensaios quasi-estáticos no plano, realizados em paredes de alvenaria, (Vasconcelos, 2005).

Os ensaios realizados, não sendo dinâmicos, como os que se realizam em mesa sísmica, não incluem o efeito da velocidade e da aceleração com que as acções são aplicadas. No entanto, quando uma acção é aplicada dinamicamente a uma estrutura, esta demonstra, em geral, maior tendência a resistir conduzindo a valores mais elevados de rigidez e resistência, ou seja, menos conservativos.

Em geral, os ensaios quasi-estáticos são usados para estudar as propriedades mecânicas dos materiais permitindo definir as leis de tensão/extensão, tanto em regime cíclico como monotónico, e avaliar a performance das estruturas.

Neste trabalho foi realizada uma campanha de ensaios no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Nesta campanha duas paredes de alvenaria foram ensaiadas ao corte, sob carga axial vertical constante e acção horizontal cíclica crescente imposta no plano da parede, aplicada de forma quasi-estática i.e., sem mobilização da inércia.

Estes ensaios permitiram: analisar o comportamento das paredes de alvenaria de pedra através da avaliação experimental da capacidade de dissipação de energia, da ductilidade e ainda da resistência e rigidez; servir de referência para a calibração e verificação de modelos de simulação numérica do comportamento de estruturas de alvenaria de pedra deste tipo, representativas de uma tipologia construtiva largamente difundida no norte do país.

Nesta primeira campanha foram efectuados ensaios, em duas paredes de alvenaria (PA1 e PA2) construídas propositadamente para este estudo. De acordo com esta classificação, as duas paredes ensaiadas neste capítulo (PA1 e PA2) são paredes de juntas desalinhadas de dois paramentos, com travadouros e assentamento aleatório.

- **Ensaio 1** – PA1NR – Ensaio efectuado sobre a parede PA1 não reforçada.
- **Ensaio 2** – PA2NR – Ensaio efectuado sobre a parede PA2 não reforçada.

A descrição detalhada dos ensaios é feita no ponto seguinte.

Numa outra fase estas paredes foram reforçadas e ensaiadas novamente, no entanto, estes resultados encontram-se fora do âmbito deste trabalho.



### 3.2. CONCEPÇÃO E TIPOLOGIA DAS PAREDES ENSAIADAS

As paredes que serviram como modelo físico para os ensaios experimentais foram construídas no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Na figura 3.6 pode observar-se as diferentes fases de construção das paredes.

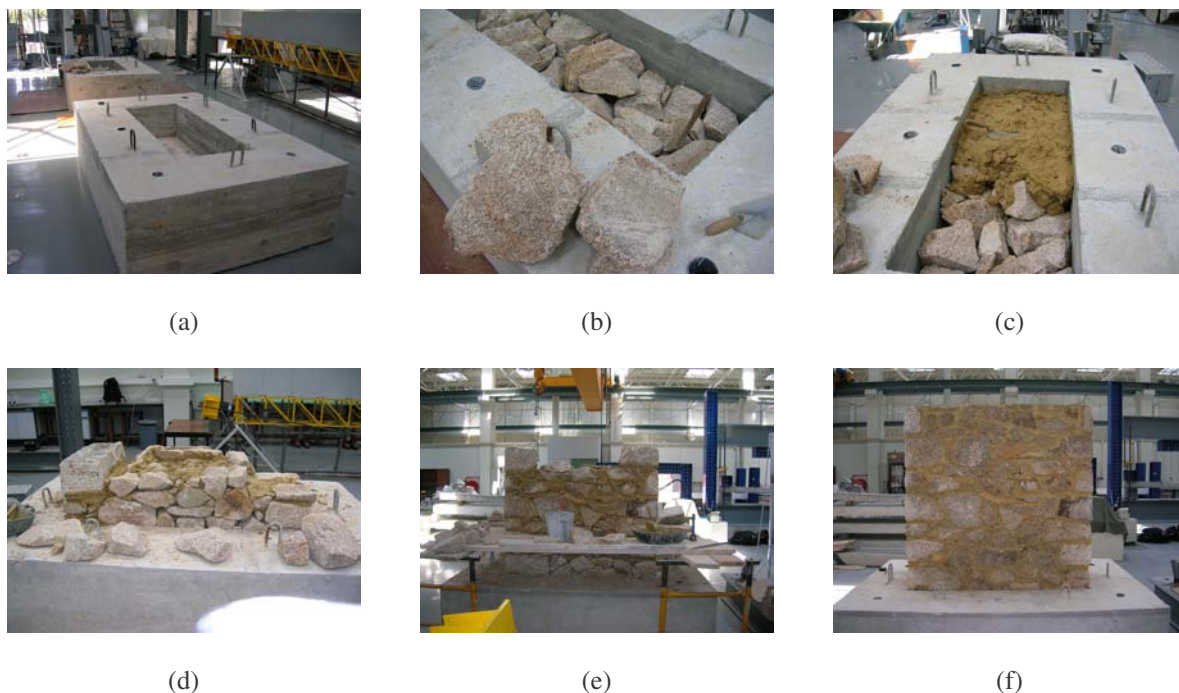
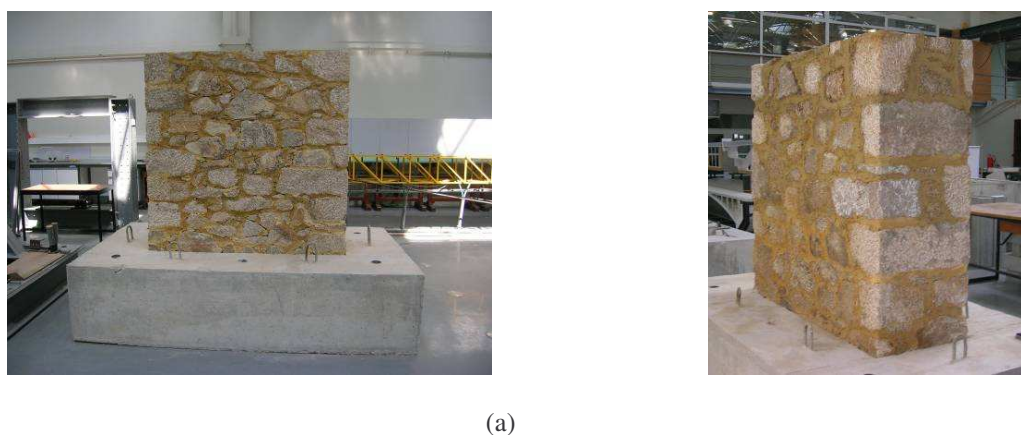


Figura 3.6 – Fases de construção das paredes ensaiadas.

Tratam-se de duas paredes de alvenaria irregular (PA1 e PA2) de juntas desalinhadas e assentamento aleatório. Possuem 1.6m de comprimento, 1.6m de largura e 0.6m de espessura. de granito de boa qualidade, de paramento duplo, com travadouros e juntas seladas com uma argamassa de saibro e cal (figura 3.7). A parede de alvenaria foi construída sob um bloco de betão com 2.6 de comprimento, 1.6m largura e 0.6m de altura. A parede encontra-se encastrada dentro deste bloco numa profundidade de cerca de 0.35m.





(b)

Figura 3.7 – Paredes ensaiadas. (a) PA1. (b) PA2.



### 3.3. METODOLOGIA E EQUIPAMENTOS DE ENSAIO

#### 3.3.1. Setup do ensaio experimental das paredes

Após a execução de ambas as paredes (PA1 e PA2) foi montado todo o equipamento necessário à realização dos ensaios (PA1NR e PA2NR) de acordo com o esquema apresentado na figura 3.8.

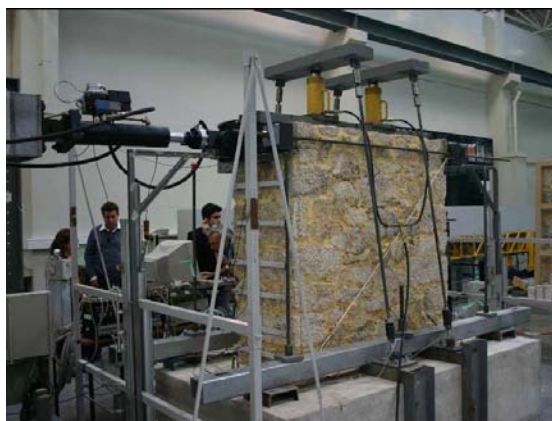


Figura 3.8 – Setup dos ensaios.

Ambas as paredes foram ensaiadas sob a acção de uma carga vertical constante de 50.0kN, correspondente a uma tensão de compressão de aproximadamente 52,0KPa, e de um deslocamento horizontal cíclico crescente aplicado no topo e no plano de cada uma das paredes. A carga vertical foi aplicada através de dois actuadores hidráulicos (assinalados a vermelho na figura 3.9) que possuem uma capacidade de carga máxima individual de 50.0ton. Estes actuadores tiveram como objectivo aplicar uma carga que simulasse outras estruturas e/ou cargas supostamente existentes sobre as paredes.

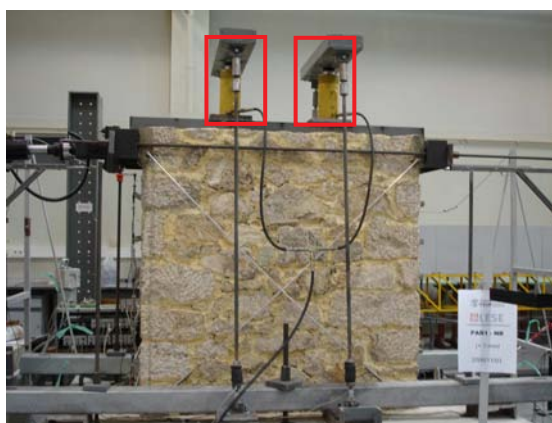


Figura 3.9 – Actuadores hidráulicos verticais.

A acção deslocamento cíclico horizontal foi aplicada através de um actuador hidráulico rotulado nas extremidades (figura 3.10), com capacidade máxima de cerca de 10.0ton. As duas faces na espessura

de cada uma das paredes encontravam-se ligadas entre si no topo através de varões de aço, de modo a possibilitar que a força horizontal fosse aplicada da forma mais distribuída possível.

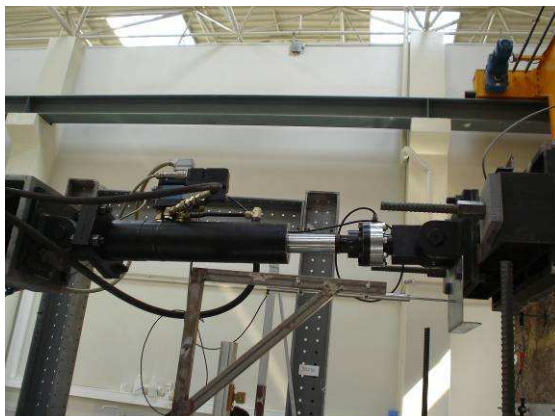
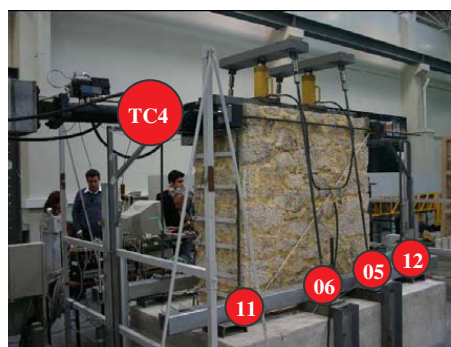


Figura 3.10 – Actuador hidráulico horizontal.

Nos ensaios, as acções sobre o conjunto parede e fundação foram monitorizadas usando 9 células de carga posicionadas estrategicamente na estrutura para garantir um controlo correcto das cargas impostas (figura 3.11). Foram usadas 4 células para controlar as forças instaladas nas ligações da base de betão armado à laje do laboratório, colocando-se uma em cada um dos tirantes metálicos que estabelecem essa ligação. Foram ainda colocadas células de carga em cada um dos tirantes metálicos que ligavam a base de betão armado aos perfis metálicos no topo dos actuadores verticais, com o objectivo de controlar a flutuação da carga vertical durante o ensaio, e verificar se estava a ser equitativamente distribuída pelos tirantes (figura 3.12a). Cada uma destas células de carga tem uma capacidade máxima de 10.0ton. Por fim, temos a célula de carga TC4 montada na extremidade do êmbolo do actuador hidráulico horizontal para medição em cada instante do valor da força exercida durante a imposição dos deslocamentos horizontais às paredes (figura 3.12b).



(a)

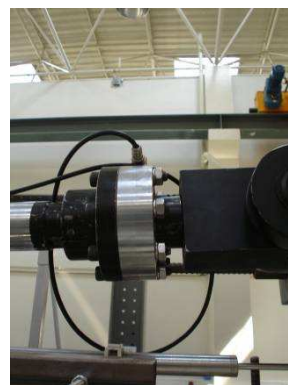


(b)

Figura 3.11 – Posicionamento das células de carga (Vista em planta da parede).



(a)



(b)

Figura 3.12 – Células de cargas. (a) Células de carga colocadas nos tirantes metálicos da estrutura de reacção vertical. (b) Célula de carga TC4 colocada no actuador horizontal.

Para a aplicação das acções na parede foram usadas duas estruturas de reacção: uma vertical, ilustrada na figura 3.13a, para a aplicação da força horizontal/deslocamentos, e uma horizontal, ilustrada na figura 3.13b, para permitir a aplicação da carga vertical. Esta segunda estrutura é composta por dois perfis metálicos posicionados no topo dos macacos e 4 tirantes de aço ligados através de ligações rotuladas aos perfis e à base de betão de modo a não restringir o movimento horizontal da parede.



(a)



(b)

Figura 3.13 – Estruturas de reacção usadas no ensaio. (a) Horizontal. (b) Vertical.

É ainda de referir que a laje do laboratório serviu de estrutura de reacção, impedindo o deslocamento da base de betão armado e o efeito de rocking global do conjunto parede/fundação durante a aplicação das cargas.

Nestes ensaios experimentais foram usados 29 LVDT's para monitorizar os movimentos das paredes (figura 3.14). Foram usados diferentes tipos de transdutores de deslocamentos, que se distinguem essencialmente pela sua capacidade de curso. Os LVDT's foram colocados em pontos estratégicos conforme ilustrado na figura 3.15.



(a)

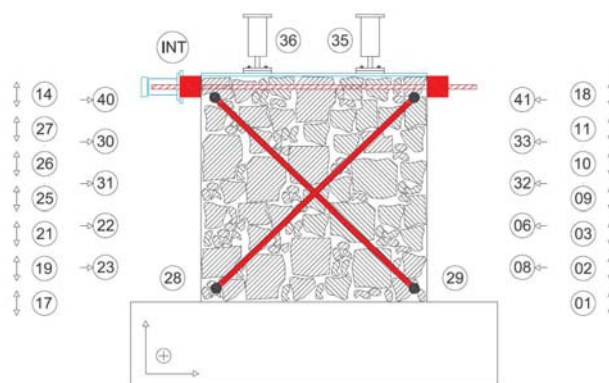


(b)

Figura 3.14 – Transdutores de deslocamento usados nos ensaios.

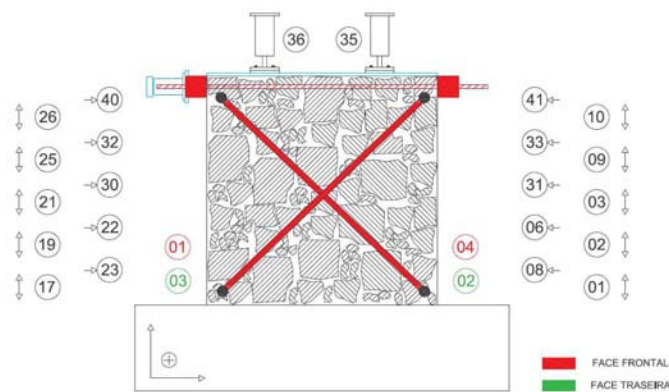
No ensaio PA1NR os LVDT's número 01, 02, 03, 09, 10, 11, 18, 17, 19, 21, 25, 26, 27 e 14 foram colocados nas faces laterais da parede entre blocos de pedra contíguos, permitindo medir as deformações verticais, ou seja, o fecho e abertura das juntas laterais. Os LVDT's 08, 06, 32, 33, 41, 23, 22, 31, 30 e 40 mediram os deslocamentos horizontais da parede através do movimento detectado ao longo das faces laterais; os LVDT's 28 e 29 mediram as deformações ao longo de duas diagonais colocadas na face frontal; os LVDT's 35 e 36 mediram os deslocamentos na direcção transversal da parede e por fim o LVDT INT mediu o deslocamento da zona de ligação do actuador à face superior da parede, sendo utilizado no controlo dos deslocamentos horizontais impostos.

No ensaio PA2NR os LVDT's número 01, 02, 03, 09, 10, 17, 19, 21, 25 e 26 foram colocados nas faces de topo da parede entre blocos de pedra contíguos, permitindo medir as deformações verticais, ou seja, o fecho e abertura das juntas laterais. Os LVDT's 08, 06, 31, 33, 41, 23, 22, 30, 32 e 40 mediram os deslocamentos horizontais da parede através do movimento detectado ao longo das faces laterais; os LVDT's 04, 03, 02 e 01 mediram as deformações ao longo das diagonais colocadas em ambas as faces frontal e traseira; os LVDT's 35 e 36 mediram deslocamentos na direcção transversal.



(a)





(b)

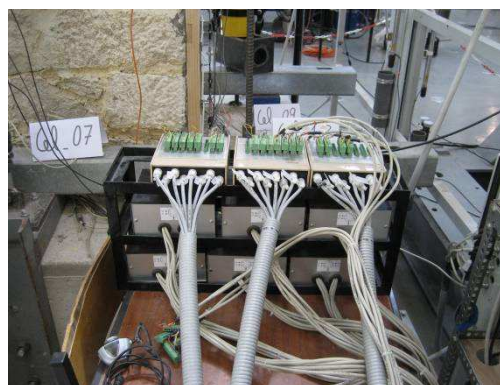
Figura 3.15 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento. (a) PA1NR. (b) PA2NR.

A aplicação das cargas nos ensaios foi controlada a partir de um sistema capaz de simultaneamente controlar a pressão enviada para os actuadores horizontal e verticais, permitindo impor às paredes os deslocamentos pretendidos e ao mesmo tempo a carga vertical constante. Paralelamente a este processo de controlo foi efectuada a aquisição dos dados de todos os canais de leitura (LVDT's e Células de Carga).

Para a aquisição de todos os dados e controlo do ensaio, foi utilizado um programa desenvolvido no LESE utilizando o software Labview™ (Instruments, 2006). A figura 3.16 apresenta o aspecto do sistema de controlo e aquisição de dados usado nos ensaios.



(a)



(b)

Figura 3.16 – Sistema de controlo e aquisição.

Para além disto, foi também montado um sistema de captação de imagem por forma a registar tanto o comportamento global como local da parede (zonas de particular interesse), permitindo a visualização e análise do comportamento das paredes ensaiadas à posteriori, principalmente em termos de deformação, (figura 3.17).



(a)



(b)

Figura 3.17 – Sistema de aquisição de imagem.

A monitorização usada nos ensaios em paredes de alvenaria de pedra teve que ser adaptada a cada espécime, uma vez que se tratam de estruturas com fenómenos locais muito particulares que influenciam o seu comportamento global, nomeadamente a abertura de juntas e o efeito de deslizamento segundo superfícies preferenciais.

### 3.3.2. Condições de carregamento

Para além do peso próprio ( $PP_{\text{PAREDE}}$ ), a parede foi submetida a uma carga vertical constante de 50kN e a deslocamentos horizontais cíclicos no topo da parede e impostos de forma crescente no seu plano.

#### 1) Carga Vertical ( $C_{\text{VERT}}$ )

A carga vertical ( $C_{\text{VERT}}$ ) aplicada nos vários ensaios pretendeu simular a existência de estruturas/cargas (figura 3.18) suportadas superiormente pela parede, correspondentes à acção de asna de uma cobertura típica de madeira ( $PP_{\text{COBERTURA}}$ ) e à restante parede de alvenaria ( $PP_{\text{ALVENARIA-S}}$ ) acima da ensaiada por forma a completar um pé direito de 3,5m.

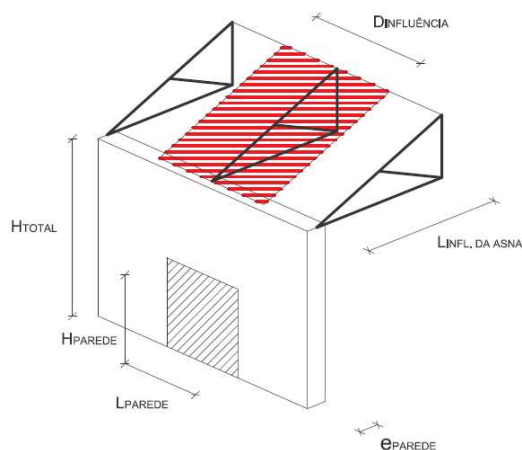


Figura 3.18 – Simulação das condições de carregamento.

$$D_{\text{INFLUÊNCIA}} = 2.5\text{m}$$

$$L_{\text{INF. DA ASNA}} = 3.0\text{m}$$

$$L_{\text{PAREDE}} = 1.6\text{m}$$

$$H_{\text{PAREDE}} = 1.6\text{m}$$

$$e_{\text{PAREDE}} = 0.6\text{m}$$

$$H_{\text{TOTAL}} = 3.5\text{m}$$

$$\rho_{\text{ALVENARIA}} = 24.0\text{kN/m}^3$$

- **Peso da cobertura ( $PP_{\text{COBERTURA}}$ )**

No quadro 3.1 é apresentado o peso por  $\text{m}^2$  de cada um dos elementos que compõem a cobertura da construção que supostamente integra a parede em estudo.

Quadro 3.1 – Peso dos elementos que compõem a cobertura.

ELEMENTOS DA COBERTURA	( $\text{kN/m}^2$ )
VARAS (0,07x0,07 $\text{m}^2$ // 0,45m)	0.0381
RIPAS (0,025x0,05 $\text{m}^2$ // 0,35m)	0.0125
SUB – TELHA ONDULINE	0.04
TELHA LUSA MEIA CANA	0.50
MADRES E CUMEEIRA (0,10x0,12 $\text{m}^2$ )	0.0195
<b><math>PP_{\text{COBERTURA}}</math></b>	$\approx 0.61$

$$PP_{\text{COBERTURA}} = 0.61 \times 3.0 \times 2.5$$

$$PP_{\text{COBERTURA}} \approx 5.0\text{kN}$$

- **Peso da parede acima do espécime ensaiado ( $PP_{\text{ALVENARIA-S}}$ )**

$$PP_{\text{ALVENARIA-S}} = 24 \times (3.5 - 1.6) \times 1.6 \times 0.6$$

$$PP_{\text{ALVENARIA-S}} \approx 44.0\text{kN}$$

**Carga vertical ( $C_{\text{VERT}}$ )**

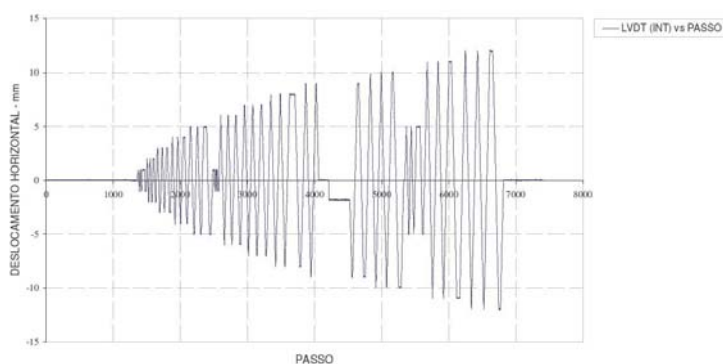
$$C_{\text{VERT}} \approx 50\text{kN}$$

## 2) Lei de deslocamentos horizontal ( $H_{\text{DESL}}$ )

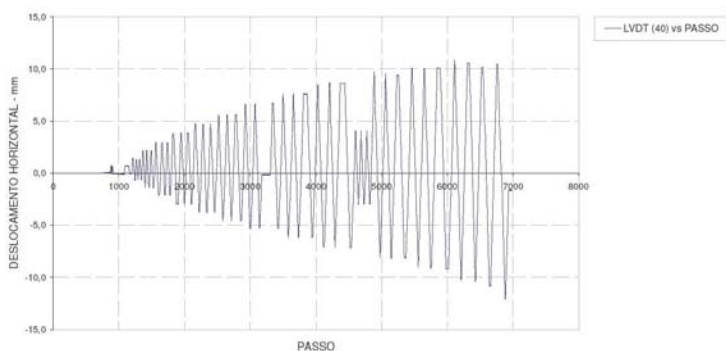
Foi introduzida no topo uma lei de deslocamento horizontal no plano da parede, que consistiu em ciclos de carga e descarga, com picos alternados positivos e negativos de amplitude crescente. Cada um dos ciclos de deslocamento foi repetido três vezes (figura 3.19). No quadro 3.2 está apresentada a configuração da lei de deslocamentos imposta em cada um dos ensaios, nomeadamente a amplitude máxima dos ciclos, o *drift* e a velocidade de ensaio.

Quadro 3.2 – Configuração da imposição da lei de deslocamentos para os vários ensaios ( $H_{\text{DESL}}$ ).

ENSAIO	AMPLITUDE MÁXIMA (mm)	DRIFT (%)	VELOCIDADE (mm/s)
ENSAIO 1 - PA1NR	12	0.75	0.1
ENSAIO 2 - PA2NR	12	0.75	0.25



(a)



(b)

Figura 3.19 – Deslocamento total horizontal no topo da parede vs Passo. (a) PA1NR. (b) PA2NR.



### 3.4. ENSAIO 1 (PA1NR) – DESCRIÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Em seguida, são apresentados e comentados os resultados registados nas células de carga e nos transdutores de deslocamento relativos à monitorização do ensaio PA1NR.

#### 3.4.1. Análise da curva de resposta global Força vs Deslocamento

A figura seguinte ilustra a curva de comportamento global, força aplicada no topo da parede *versus* o deslocamento imposto medido com o LVDT interno (INT).

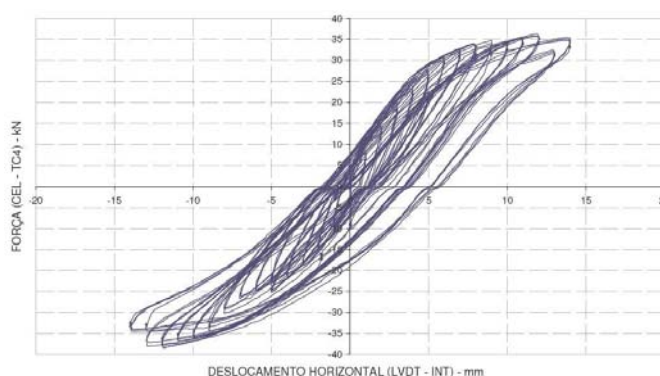


Figura 3.20 – Força horizontal (TC4) vs Deslocamento horizontal (INT) no topo da parede – PA1NR.

Esta curva permitiu retirar as seguintes conclusões:

- A parede apresenta alguma capacidade de dissipação de energia por comportamento histerético, ou seja, resultante do comportamento não-linear da alvenaria. Esta capacidade de dissipação de energia (medida pela área do diagrama) é particularmente importante quando as estruturas se encontram submetidas a acções dinâmicas, em particular do tipo sísmico. Uma fraca capacidade de dissipação de energia resulta numa maior acumulação de dano na estrutura;
- A resposta é semelhante em ambas as direcções de carga, apesar de os ciclos finais, em particular os ciclos de 10, 11 e 12mm, terem sofrido um “*offset*” na direcção positiva do deslocamento, ou seja, uma tendência para a ocorrência de deformação plástica positiva no final do ensaio. No entanto, a resistência máxima em ambas as direcções é semelhante ( $\approx 36\text{kN}$ );
- A inclinação das trajectórias de carga e descarga são semelhantes e idênticas à inicial, indicando que para os níveis de deslocamento imposto não ocorreu uma perda de rigidez significativa.

- A rigidez de carga da estrutura manteve-se quase constante durante todo o ensaio.

Pretendia-se que a parede fosse posteriormente reabilitada/reforçada e novamente testada após intervenção. Esta imposição condicionou o avanço do teste para além da fase inicial de comportamento plástico acentuado da parede o que limitou o deslocamento máximo aos 12.0mm assinalados na curva de resposta. Note-se que esse deslocamento corresponde a um *drift* de 0.75% e a um valor de ductilidade máxima imposta em deslocamento no topo da parede de cerca de 2.0.

### 3.4.2. Comportamento local das juntas laterais

O comportamento das juntas laterais não pode ser estudado de forma independente, uma vez que o comportamento de uma junta afecta o comportamento das outras. A figura 3.21 apresenta a resposta das juntas laterais em termos de deformação vertical (abertura e fecho) durante o ensaio experimental. A deformação positiva corresponde à abertura das juntas, enquanto a deformação negativa corresponde ao fecho/compressão das juntas.

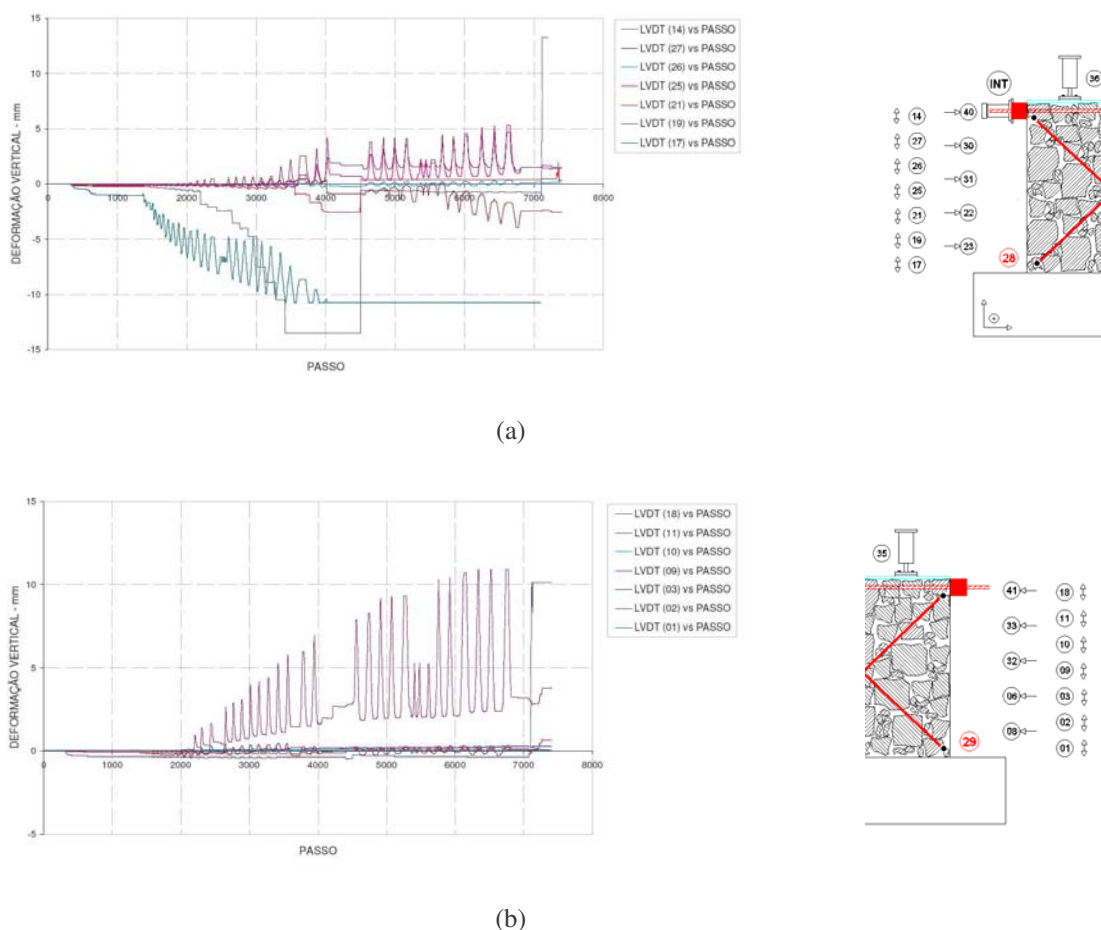


Figura 3.21 – Deformação vertical das juntas vs Passo – PA1NR. (a) Face esquerda. (b) Face direita.

- **Resposta das juntas da face esquerda**

As duas juntas monitorizadas junto à base, 17 e 19 (figura 3.15), demonstraram uma tendência geral de fecho, em particular a junta 17 cuja deformação excedeu a capacidade do LVDT usado na sua monitorização. Esta deformação ocorreu principalmente pelo rearranjo das pedras no bloco de fundação por acção das forças de compressão cíclicas e pela dimensão e quantidade dos blocos de granito face à quantidade de argamassa nesta zona (figura 3.22), que a tornaram vulnerável às acções de compressão.



Figura 3.22 – Zona onde foi colocado o LVDT 17.

Este fenómeno fez com que o dano de tracção se concentrasse nas juntas mais frágeis imediatamente acima (LVDT 21 e 25), tal como se indica na figura 3.21a e que apresentaram uma abertura progressiva durante o ensaio experimental. A junta intermédia 26 apresentou níveis de deformação praticamente imperceptíveis.

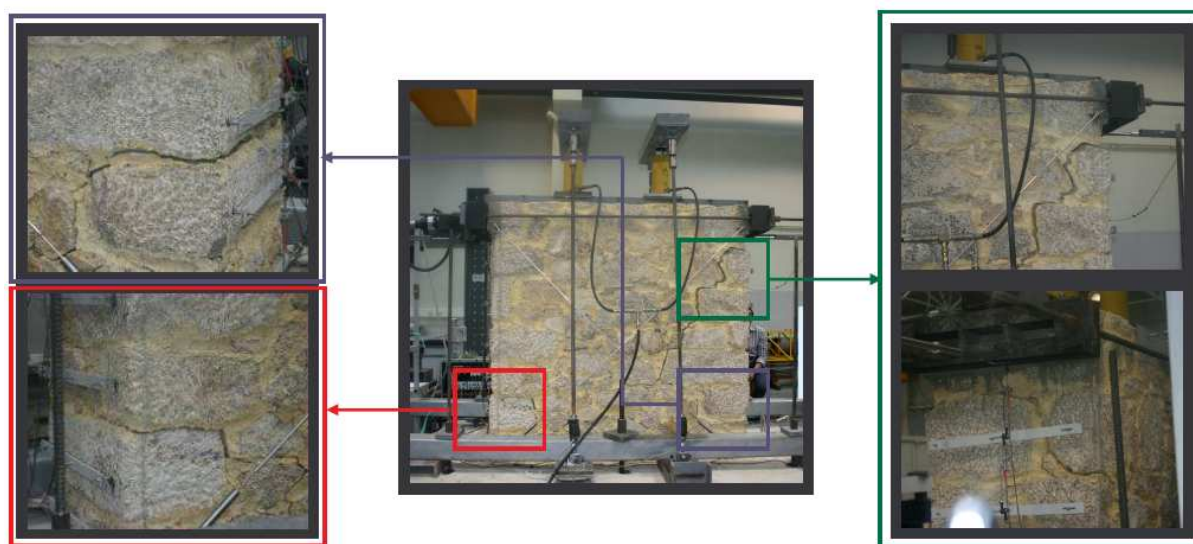
As juntas próximas do topo da parede do lado esquerdo (14 e 27), demonstraram uma inesperada progressão durante o ensaio no sentido de fecho, que esteve principalmente relacionada com a perda de tensão nos varões de aço no topo da parede o que interferiu com as leituras; esta perda de tensão permitiu ao cabeçote metálico deslizar na vertical do lado esquerdo da parede afectando o LVDT 14 e o LVDT 27 adjacente.

- **Resposta das juntas da face direita**

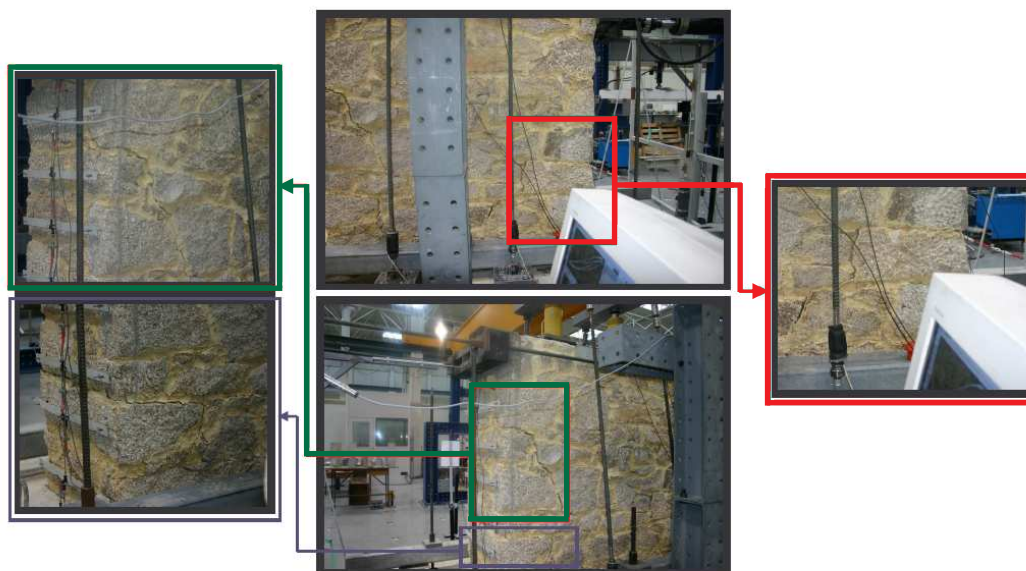
As juntas monitorizadas perto da base na face direita (01 e 02) quase não sofreram deformações durante o ensaio. Este resultado poderá ser consequência da elevada rigidez da fundação, a qual terá forçado o dano de tracção (maior abertura de junta) a concentrar-se numa junta mais frágil directamente acima das anteriores (03). O gráfico demonstra uma importante abertura progressiva de junta durante o ensaio (figura 3.21b), o que significa uma considerável concentração de dano nessa interface.

As três juntas 09, 10 e 11, directamente acima da junta 03, quase não sofreram qualquer deformação durante o ensaio. Quanto à junta 18, que corresponde ao LVDT de topo nesta face, demonstrou uma

ligeira tendência de fecho no início, mas perto da fase final do ensaio inverteu o sentido de deformação e apresentou uma grande deformação de abertura devido à abertura diagonal induzida na estrutura, tal como se pode observar na figura 3.21b, excedendo mesmo a capacidade do LVDT utilizado. Esta fissura é bem visível na figura 3.23 onde se encontra marcada também a cor verde. Nesta figura pode-se ainda observar assinalado a vermelho e azul os danos junto à base causados pelo comportamento de compressão/flexão que comandou o início do ensaio.



(a)



(b)

Figura 3.23 – Zonas de concentração de dano na parede PA1. (a) Face frontal. (b) Face traseira.

Na figura seguinte apresenta-se o padrão de danos mais relevante observado durante o ensaio PA1NR.

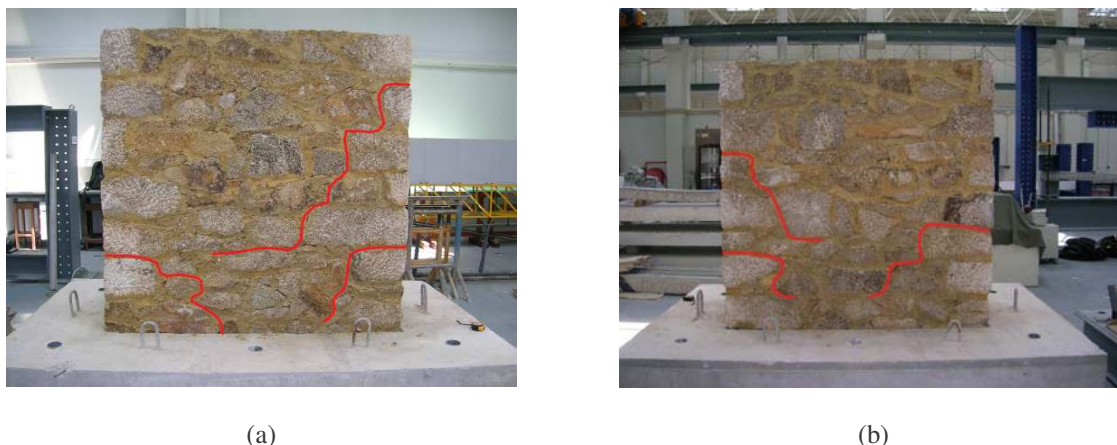


Figura 3.24 – Padrão de dano na parede PA1. (a) Face frontal. (b) Face traseira.

#### 3.4.3. Análise da rotação da parede em torno de um eixo vertical

De forma a analisar a torção ocorrida na parede ao longo do ensaio, representa-se no gráfico da figura 3.25 a diferença de deslocamentos dos LVDT's 35 e 36 colocados transversalmente à parede, dividida pela distância entre eles (3.1).

$$\theta_{PAREDE} = \frac{\delta_{LVDT-35} - \delta_{LVDT-36}}{D_{DIST}} \quad (3.1)$$

No que diz respeito aos objectivos propostos para este ensaio, era desejável que não ocorresse qualquer tipo de rotação da parede em relação ao seu eixo vertical, ou seja, que o deslocamento horizontal imposto fosse aplicado durante o ensaio no centro de rigidez da parede. No entanto, pode-se observar através da análise da figura 3.25 que não só acontece uma rotação da parede, como ocorre um deslocamento do seu centro de rigidez.

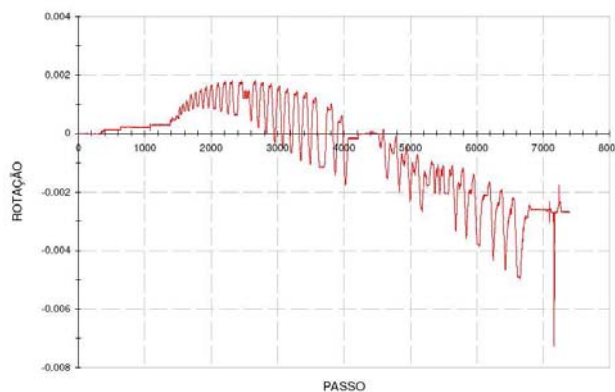


Figura 3.25 – Rotação vs Passo – PA1NR.

Inicialmente, e à medida que se impõe o deslocamento horizontal, a parede roda em torno de um eixo vertical no sentido indicado a tracejado na figura 3.26a, indiciando que o centro de rigidez se encontra



à direita do centro geométrico da parede tal como representado pela linha verde a traço ponto nessa figura. Por outro lado, são introduzidos desde o início deslocamentos plásticos de torção na estrutura, resultantes de re-arranjos na estrutura da parede, fazendo com que a torção aconteça toda do lado positivo, ou seja, com que a rotação da parede não ocorra de forma cíclica em torno do zero.

Verifica-se que a partir do passo 2200 ( $\delta=4.0\text{mm}$ ) o centro de rigidez da parede começa a deslocar-se no sentido contrário, chegando a fazer, perto do passo 4000 ( $\delta=9.0\text{mm}$ ), com que o sentido de rotação da parede se inverta (figura 3.26b), estando agora o centro de rigidez à esquerda da linha de actuação do actuador hidráulico, tal como representado pela linha vermelha a traço e ponto na figura 3.26b. A partir deste passo a torção passou a acontecer toda do lado negativo, resultado da introdução de deslocamentos plásticos de torção agora negativos, afastando-se o centro de rigidez cada vez mais para a esquerda.

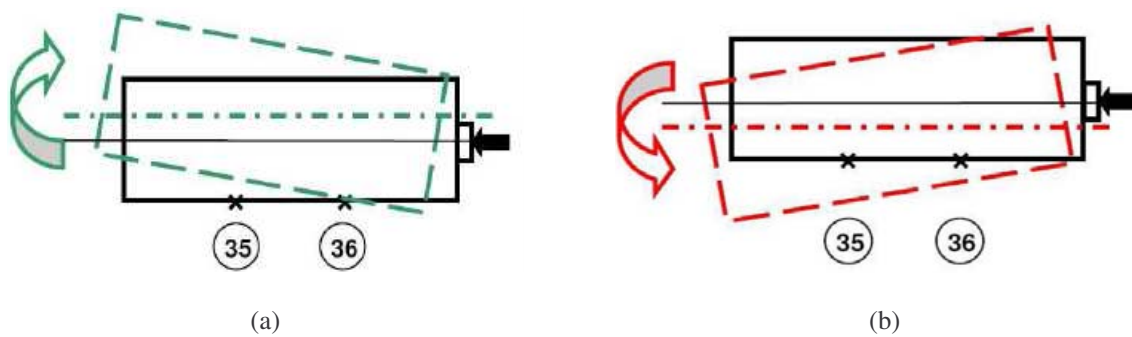


Figura 3.26 – Torção da parede – PA1NR. (a) Torção do lado positivo. (b) Torção do lado negativo.

Note-se, no entanto, que os valores de deslocamento obtidos no gráfico da figura 3.26 são muito pequenos quando comparados com os deslocamentos horizontais impostos nas paredes, sendo porém indicativos da tendência de deslocamento da parede fora do plano.

#### 3.4.4. Análise do comportamento das faces laterais das paredes (deslocamento horizontal)

A figura 3.27 apresenta o deslocamento horizontal das faces laterais da parede ao longo da sua altura nos vários pontos monitorizados. Com esta informação é possível analisar passo a passo o tipo de comportamento da parede.

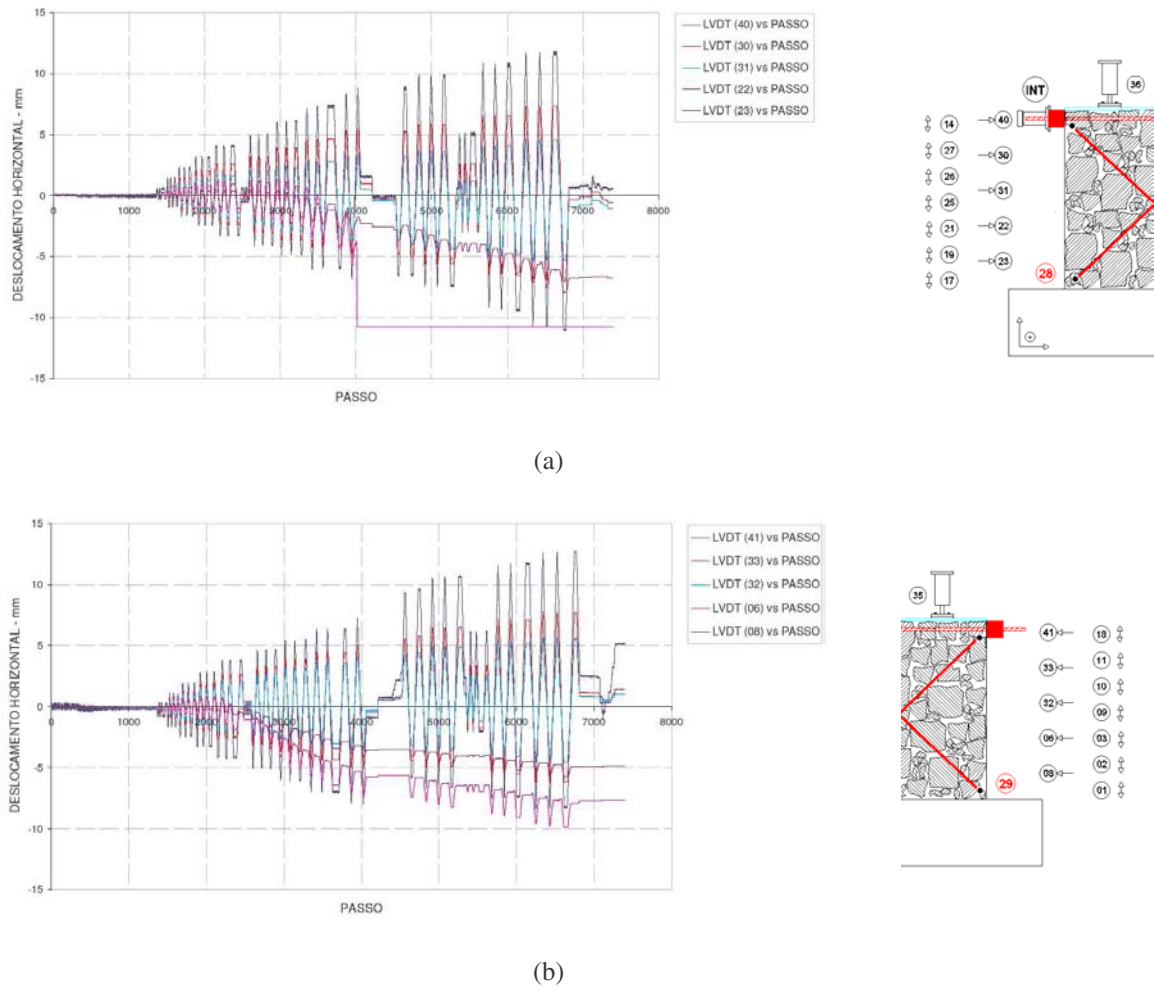
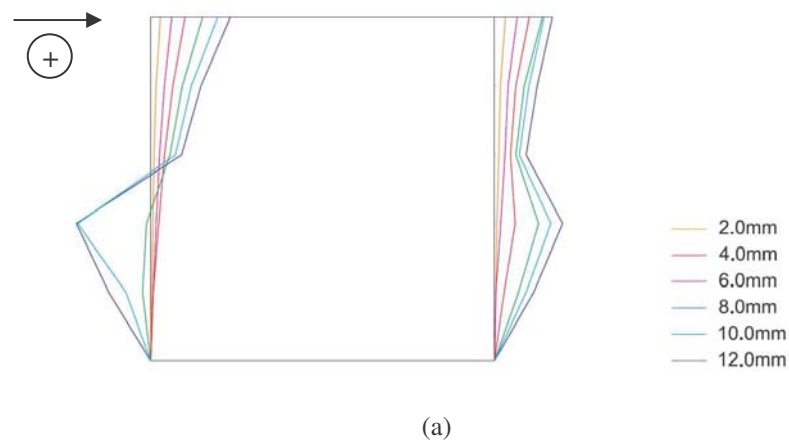


Figura 3.27 – Deslocamento horizontal ao longo das faces laterais vs Passo – PA1NR. (a) Face esquerda. (b) Face direita.

Na figura 3.28 são visíveis os perfis das deformadas das faces laterais (deslocamentos horizontais dos LVDT's 40, 30, 31, 22, 23, 41, 33, 32, 06 e 08) para 6 níveis de deslocamento aplicados durante o ensaio, nomeadamente: 2.0, 4.0, 6.0, 8.0, 10.0 e 12.0mm, em ambos os sentidos.



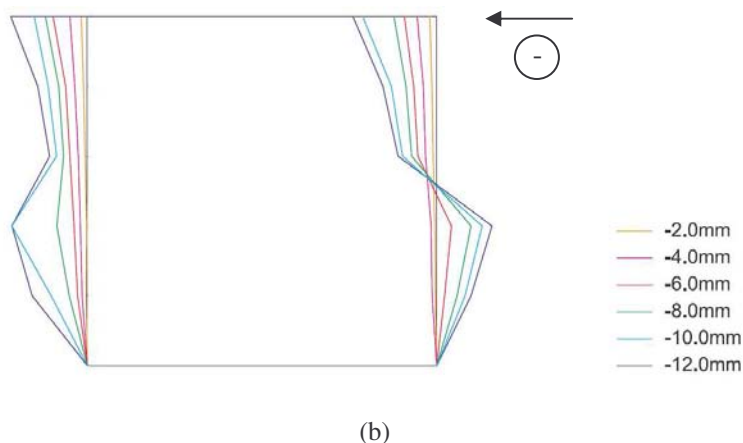


Figura 3.28 – Perfis das deformadas das faces laterais durante o ensaio. (a) Deslocamentos impostos no sentido positivo. (b) Deslocamentos impostos no sentido negativo.

Analisando as figuras anteriores à semelhança entre os perfis das deformadas para deslocamentos impostos no sentido positivo (figura 3.28a) e no sentido negativo (figura 3.28b). Até aos 4.0mm a parede comporta-se como uma estrutura homogénea em ambas as direcções, sem que haja pontos de principal concentração de dano. O perfil de deslocamentos apresenta uma evolução em altura bastante regular devido ao comportamento flexão/compressão que comanda esta fase inicial do ensaio. Para ciclos de deslocamento de maior amplitude, o perfil de resposta afasta-se do andamento dito regular denotando-se zonas de concentração de dano ao nível das juntas com deformações permanentes importantes. Este dano, que se reflecte no deslizamento das superfícies das juntas, é particularmente visível no aparecimento de pontos de quebra e inversões de deslocamento nos perfis. A representação dos perfis de deslocamento horizontal permite perceber as zonas em altura que correspondem à maior concentração de dano ao nível das juntas.

#### 3.4.5. *Análise do deslocamento vertical das faces laterais*

- **Análise do comportamento das juntas da base face ao deslocamento horizontal no topo da parede**

Na figura 3.29 encontra-se ilustrado o comportamento das juntas da base em ambos os lados da parede, estes resultados permitem retirar conclusões acerca do comportamento predominante da parede.



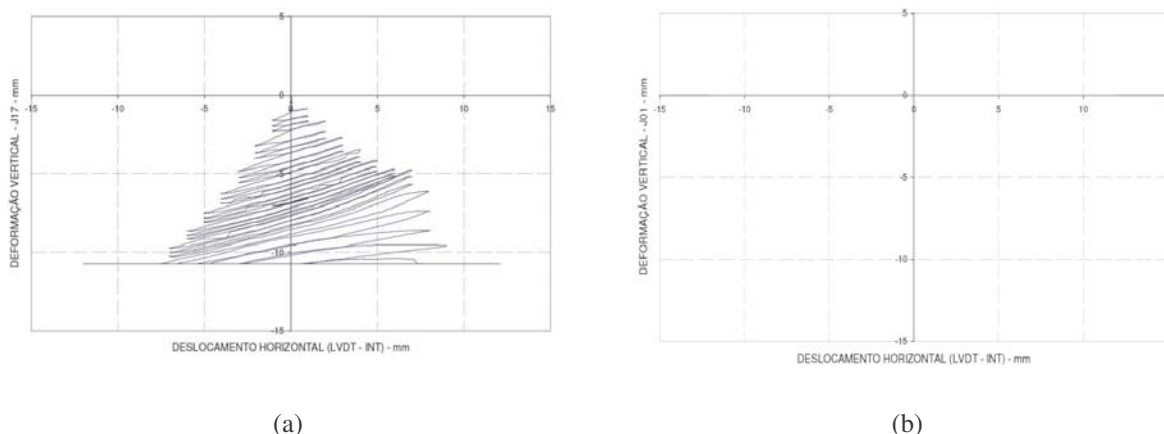
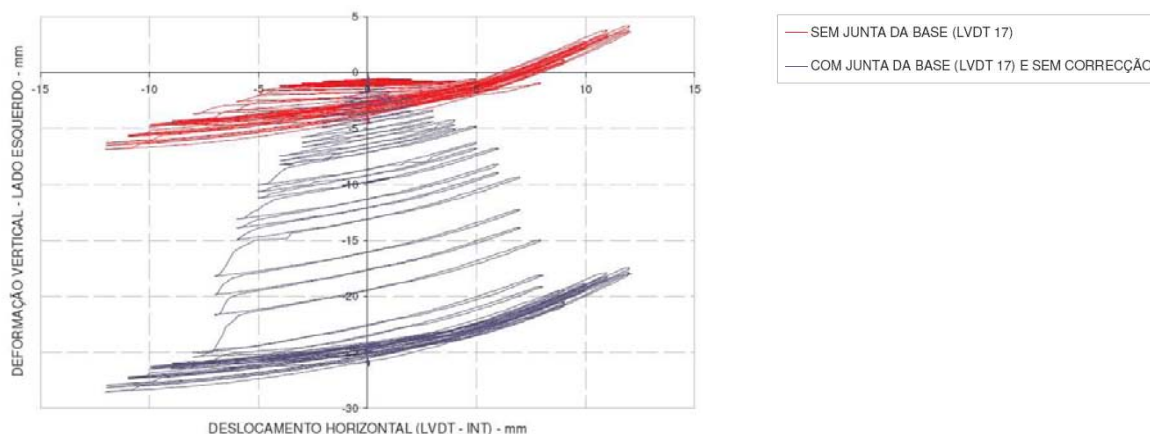


Figura 3.29 – Deformação vertical vs Deslocamento horizontal no topo da parede – PA1NR. (a) Junta da base do lado esquerdo (LVDT 17). (b) Junta da base do lado direito (LVDT 01).

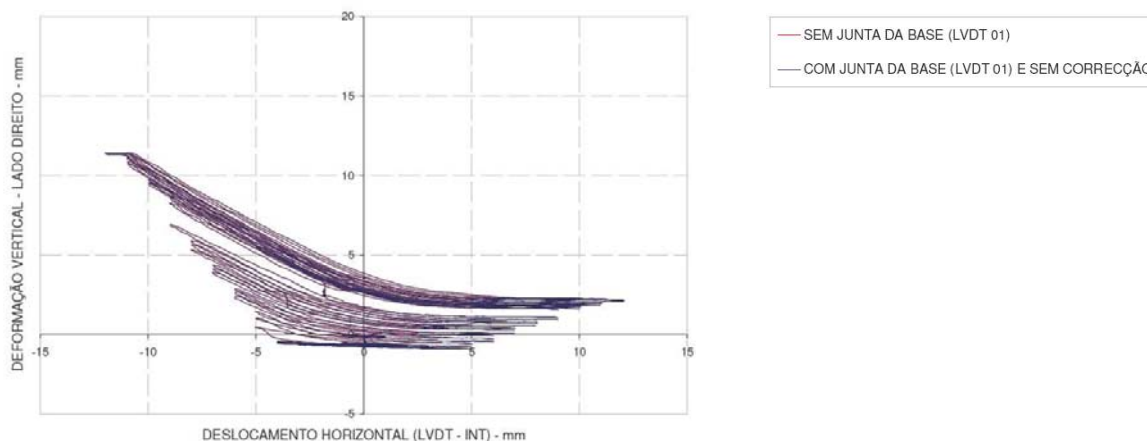
Como é possível observar na figura 3.29 relativa ao comportamento das juntas da base em ambos os lados da parede, a junta da base da face esquerda (figura 3.29a) apresenta um movimento significativo no sentido de fecho, registando-se no final do ensaio uma compressão correspondente a um deslocamento de aproximadamente 11.0mm. É de registar no entanto que o LVDT perde a capacidade de registo na fase final do ensaio. Esta compressão pode ser explicada pela reduzida dimensão dos blocos de granito nesta zona, proporcionando um volume de argamassa percentualmente maior e que pela acção de compressão imposta pela carga cíclica sofreu esmagamento. Quanto à junta da base da face direita (figura 3.29b), esta quase não apresenta movimento, mantendo-se fechada durante todo o ensaio. Estes resultados mostram que não ocorreu rocking da parede durante o ensaio da parede tendo-se o dano distribuído em altura.

- **Análise do comportamento das juntas laterais (excluindo as juntas da base) face ao deslocamento horizontal no topo da parede**

Na figura 3.30 encontram-se representados pelas curvas a traço azul as respostas totais verticais de todas as juntas das faces laterais esquerda e direita, respectivamente, (soma de todos os deslocamentos registados nas juntas da mesma face), com a evolução do deslocamento horizontal imposto no topo. Nessas mesmas figuras, mas a traço vermelho, apresentam-se as mesmas respostas mas sem a contribuição das juntas adjacentes à base (junta 17 do lado esquerdo e junta 01 do lado direito) e com a correcção do efeito introduzido na resposta das juntas pelo escorregamento do cabeçote metálico posicionado no topo da parede, e que se encontra expresso nos resultados dos LVDT's das juntas 14 e 27. É relevante referir que a face direita não sofreu o efeito do escorregamento, e como a junta 01 quase não se mexeu, a curva a vermelho e a curva a azul sobrepõem-se, figura 3.30b.



(a)



(b)

Figura 3.30 – Deformação vertical vs Deslocamento horizontal no topo da parede – PA1NR. (a) Juntas do lado esquerdo. (b) Juntas do lado direito.

Como se pode observar no gráfico da figura 3.30a face do lado esquerdo apresenta um deslocamento vertical total de compressão resultante principalmente do dano concentrado junto à base do lado esquerdo (17) e do escorregamento do cabeçote metálico que foi responsável por aproximadamente 10.0mm do deslocamento vertical nesta face. Os 5.0mm residuais observados no final do ensaio são o resultado da deformação das restantes juntas dessa face.

Na figura 3.30b é possível observar que a face direita apresentou inicialmente, até ao deslocamento de pico de 4.0mm, uma tendência para comprimir. Após este deslocamento, a tendência inverte-se passando a ter um comportamento de aumento de comprimento, no qual se destaca a abertura da junta 18. Esta face não sofreu qualquer influência relativa ao escorregamento do cabeçote metálico da parede.

### 3.4.6. Análise do movimento diagonal na face frontal da parede

A figura 3.31 apresenta os resultados obtidos com os LVDT's 28 e 29 colocados diagonalmente na face principal da parede, para diferentes níveis de deslocamento imposto. Analisando os gráficos seguintes é possível verificar que existe uma boa simetria entre os resultados dos deslocamentos dos dois LVDT's para os diferentes níveis de deslocamento imposto.

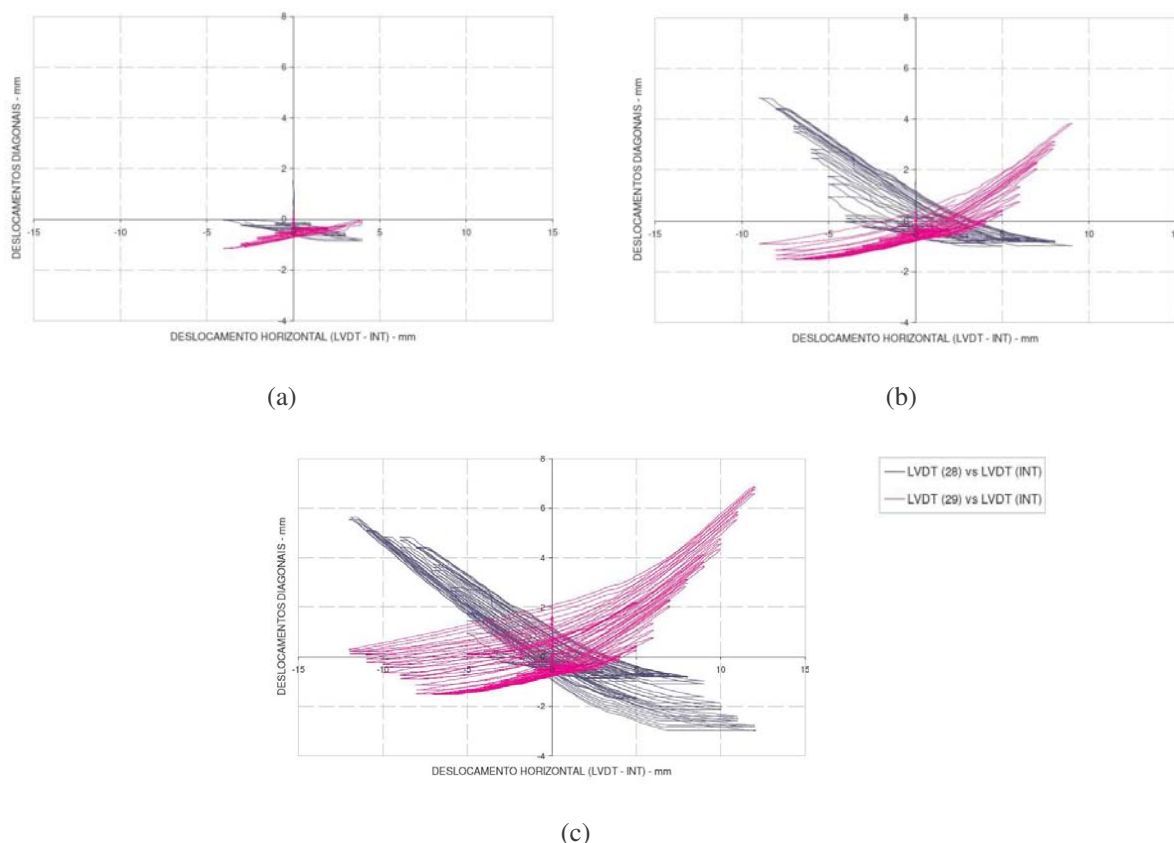


Figura 3.31 – Deformação das diagonais na face frontal vs Deformação horizontal no topo da parede – PA1NR.  
(a) *Drift* = 0.25%. (b) *Drift* = 0.50%. (c) *Drift* = 0.75%.

Analisando os resultados apresentados na figura 3.31 é possível verificar que no início do ensaio ocorre um deslocamento negativo (sentido de encurtamento) em ambos os LVDT's, que terá ocorrido devido ao efeito de compressão introduzido pelos actuadores verticais juntamente com o deslocamento inicial imposto. Até ao deslocamento imposto de 4.0mm, correspondente a um *drift* de 0.25%, a deformada dos LVDT's é sempre negativa qualquer que seja a direcção de imposição de deslocamento. Para além do efeito de compressão, nesta fase inicial o comportamento da parede (em ambas as direcções) é influenciado por o efeito de flexão no plano, o que está de acordo com o verificado na figura 3.28.

A partir de um deslocamento imposto de 5.0mm correspondente a um *drift* de 0.315% os LVDT's 28 e 29 começam a registar uma tendência de abertura de junta perto da base em ambos os lados da parede, sendo inicialmente mais notória a abertura da junta do canto inferior direito (marcado a azul na figura

3.23). Esta abertura de junta começa a ser perceptível graficamente nos dados adquiridos pelo LVDT 28 para um deslocamento imposto no sentido negativo de 5.0mm. No entanto, só se torna visível na estrutura para um deslocamento imposto de 6.0mm correspondente a um *drift* de 0.375%. A abertura da junta perto do canto inferior esquerdo da parede (marcado a vermelho na figura 3.23) é perceptível no LVDT 29 para um deslocamento imposto no sentido positivo de 8.0mm correspondente a um *drift* de 0.5%. Estes danos junto à base provocaram uma deformação global dos LVDT's no sentido de alongamento, principalmente no LVDT 28, tal como se pode observar na figura 3.31b.

Para o nível de deslocamento imposto de 8.0mm é possível concluir, a partir do gráfico da figura 3.31c, que no sentido positivo de imposição de deslocamento o lado direito da parede é mais influenciado pelo efeito do corte do que o lado esquerdo, o que é consentâneo com o verificado na figura 3.28 para este mesmo nível de deslocamento no topo da parede.

Para níveis de *drift* superiores a 0.50% o LVDT 29 começa a captar não só o dano na junta perto da base mas também a fenda diagonal assinalada a verde na figura 3.23a. Até ao final do ensaio esta fenda acentua-se bastante, sendo este efeito bem perceptível na deformação positiva excessiva do LVDT 29.

A partir dos resultados obtidos pelos LVDT's 28 e 29 colocados nas diagonais é possível determinar directamente o parâmetro  $\gamma$  apresentado nas equações 3.2 e 3.3 (Costa, 2007) que permite estimar a influência da componente de corte no comportamento global da parede. O esquema da figura 3.32 apresenta os elementos necessários ao cálculo deste parâmetro.

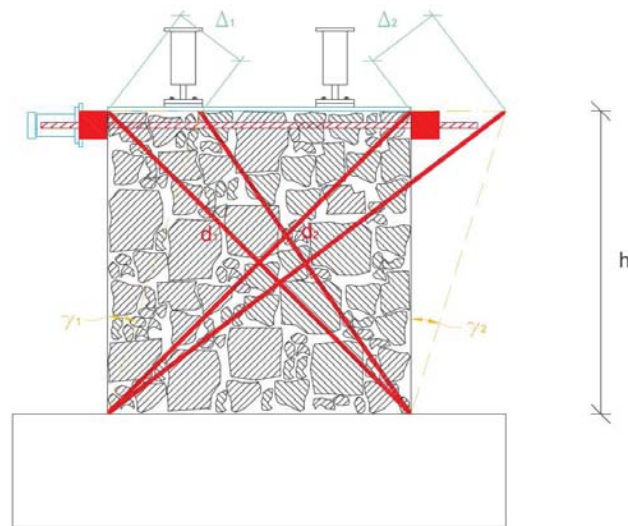


Figura 3.32 – Distorção por corte.

$$\gamma_i = |\Delta_i| \times \frac{d_i}{b \times h}, \quad i = 1, 2 \quad (3.2)$$

$$\gamma_{MÉDIO} = \frac{1}{2} \times \sum_{i=1}^2 \gamma_i \quad (3.3)$$

Sendo:

$b, h e d$  - Dimensões entre pontos de medição;

$\Delta_i$  - Variações de comprimento nas diagonais;

$\gamma_i$  - Distorção;

$\gamma_{MÉDIO}$  - Distorção média.

O deslocamento horizontal resultante da distorção é dado pela seguinte expressão;

$$\delta_s = \gamma_{MÉDIO} \times h \quad (3.4)$$

O gráfico da figura 3.33 apresenta a evolução da contribuição da distorção horizontal no deslocamento imposto na parede PA1 durante o ensaio.

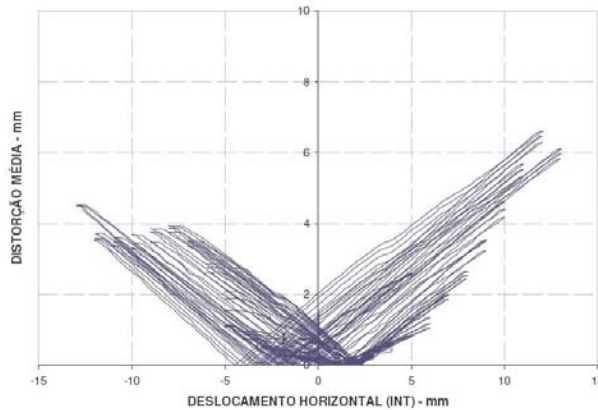


Figura 3.33 – Deslocamento horizontal devido à distorção média por corte vs deslocamento total da parede – PA1NR.

Observando o gráfico da figura 3.33 constata-se que numa fase inicial do ensaio o corte não teve grande influência no comportamento da parede, no entanto, a partir dos 4.0mm de deslocamento horizontal imposto, a influência do corte no comportamento da parede começou a ser notório tendo-se mantido até ao final do ensaio. A influência do corte foi mais acentuada para deslocamentos impostos no sentido positivo principalmente quando superiores a 8.0mm.

### 3.5. ENSAIO 2 (PA2NR) – DESCRIÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Em seguida, são apresentados e comentados os resultados registados nas células de carga e nos transdutores de deslocamento relativos à monitorização do ensaio PA2NR.

#### 3.5.1. Análise da curva de resposta global Força vs Deslocamento

À semelhança da parede anterior o primeiro resultado apresentado corresponde à curva de comportamento global força aplicada no topo da parede (TC4) *versus* o deslocamento imposto (LVDT 40) como se pode observar na figura seguinte

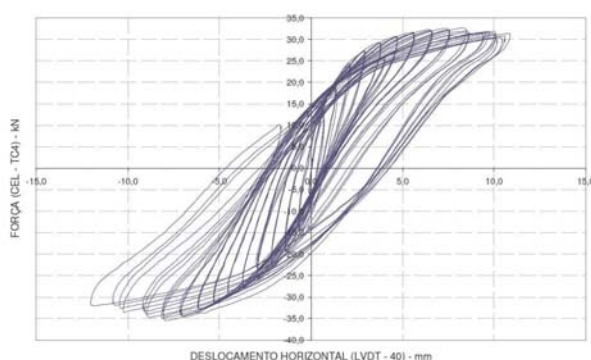


Figura 3.34 – Força horizontal (TC4) vs Deslocamento horizontal (40) no topo da parede – PA2NR.

Esta curva permitiu retirar as seguintes conclusões:

- A parede PA2 apresenta uma razoável capacidade de dissipação de energia por comportamento histerético, mais elevada do que a da parede PA1;
- A curva de resposta é semelhante em ambas as direcções de carga, notando-se no entanto uma ligeira diferença em termos de resistência máxima. No sentido positivo de carga a parede tem uma resistência máxima ligeiramente mais baixa ( $\approx 32\text{kN}$ );
- A inclinação das trajectórias de carga e descarga são semelhantes.

Tal como no caso da parede PA1 pretendia-se que a parede fosse posteriormente reabilitada/reforçada e novamente testada. Esta condição limitou o avanço do teste para além da fase inicial de comportamento plástico acentuado da parede o que limitou o deslocamento máximo aos 12,0mm assinalados na curva de resposta. Note-se que esse deslocamento corresponde a um *drift* de 0,75% e a um valor de ductilidade máxima imposta em deslocamento no topo da parede de cerca de 4,5, valor bastante superior ao da parede PA1.

### 3.5.2. Comportamento local das juntas laterais

A figura 3.35 apresenta a resposta das juntas laterais em termos de deformação vertical (abertura e fecho) durante o ensaio experimental da parede PA2. A deformação positiva corresponde à abertura das juntas, enquanto a deformação negativa corresponde ao fecho/compressão das juntas.

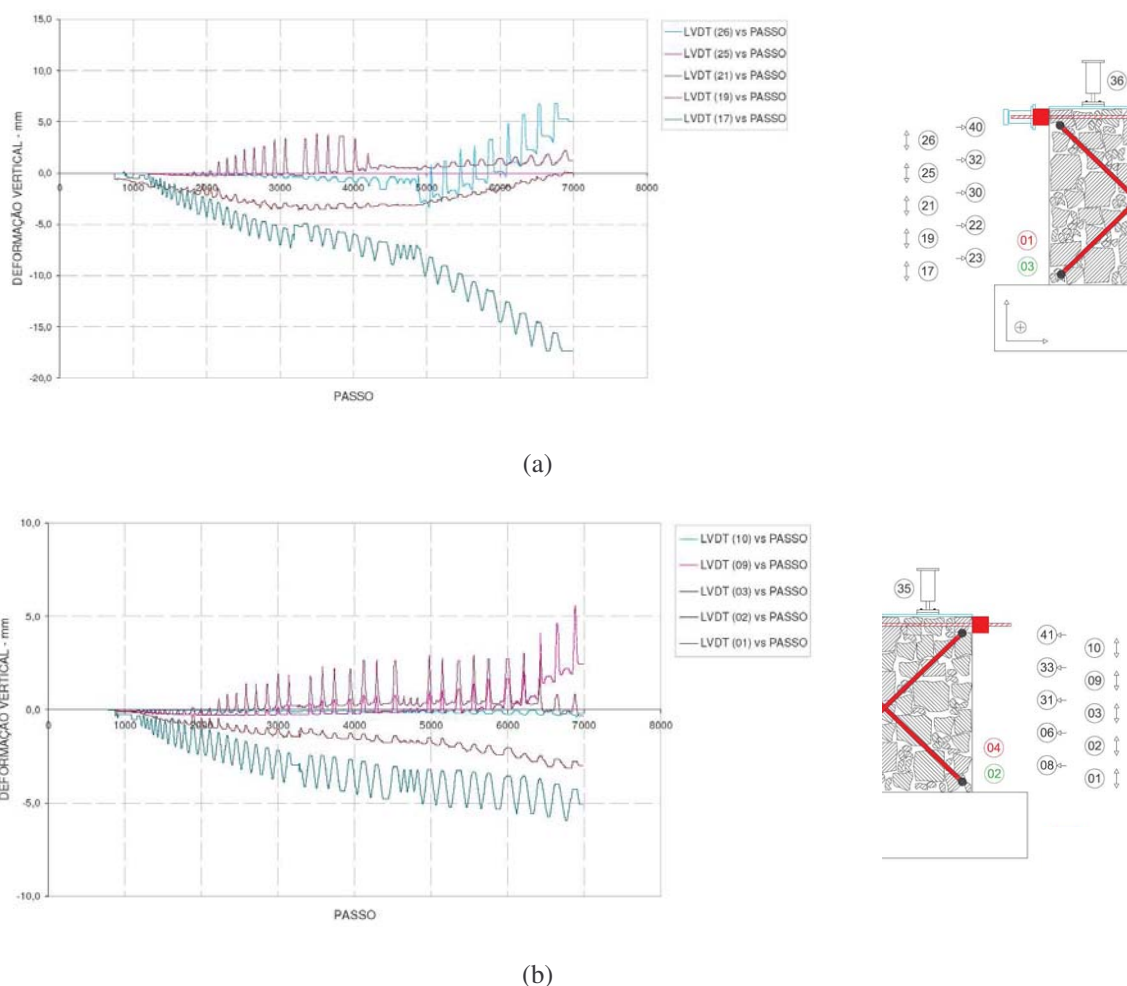


Figura 3.35 – Deformação vertical das juntas vs Passo – PA2NR. (a) Face esquerda. (b) Face direita.

- **Resposta das juntas da face esquerda**

A junta 17 junto à base apresenta uma deformação de compressão acentuada durante todo o ensaio, atingindo no final deste o valor de fecho de 17.5mm, tal como se pode observar na figura 3.35a. Esta deformação terá ocorrido devido ao rearranjo dos blocos de granito junto ao bloco de fundação por acção das forças de compressão cíclicas. A zona junto à base da parede, pela sua posição e pelo tipo de ensaio a efectuar torna-se um local especialmente vulnerável ao efeito da compressão sendo por isso uma zona preferencial de concentração de dano de compressão.

A junta 19 à semelhança da anterior também apresenta uma tendência global de fecho até ao nível de deslocamento imposto de 7.0mm correspondente a um *drift* de 0.44%, atingindo uma deformação de



compressão de aproximadamente 2.5mm. A partir deste nível de deslocamento esta junta sofre um efeito de tracção que fez com que no final do ensaio retomassem a sua espessura inicial.

A junta onde se encontra posicionado o LVDT 21 desde o início do ensaio até ao nível de deslocamento imposto de 7.0mm (*drift* de 0.44%) apresentou uma concentração de dano de tracção que se foi acentuando a cada ciclo, ou seja, a amplitude máxima de abertura desta junta foi aumentando progressivamente, voltando no entanto sempre à posição inicial tal como se pode observar na figura 3.35a.

A partir do deslocamento imposto de 7.0mm (*drift* de 0.44%) até ao de 9.0mm (*drift* de 0.52%) a amplitude máxima de abertura de junta atingida a cada ciclo começou a diminuir, o que terá ocorrido devido a uma deslocação da zona de concentração de dano de tracção para a junta onde se encontra posicionado o LVDT 26. Esta progressão de dano é bem visível na sequência de imagens da figura 3.36, na primeira figura (a) pode observar-se a concentração de dano de tracção na junta 21, na figura seguinte (b) já é possível verificar que o dano se começa a concentrar na superfície preferencial segundo a diagonal da parede que passa pela junta 26. A partir do deslocamento imposto de 9.0mm o LVDT 26 regista uma aumento progressivo e acentuado da amplitude de abertura máxima desta junta, o que reflecte a concentração do dano de tracção nesta superfície, bem visível na figura 3.36c. A junta 26 apresenta no final do ensaio uma deformação plástica no sentido de abertura de aproximadamente 5.0mm.

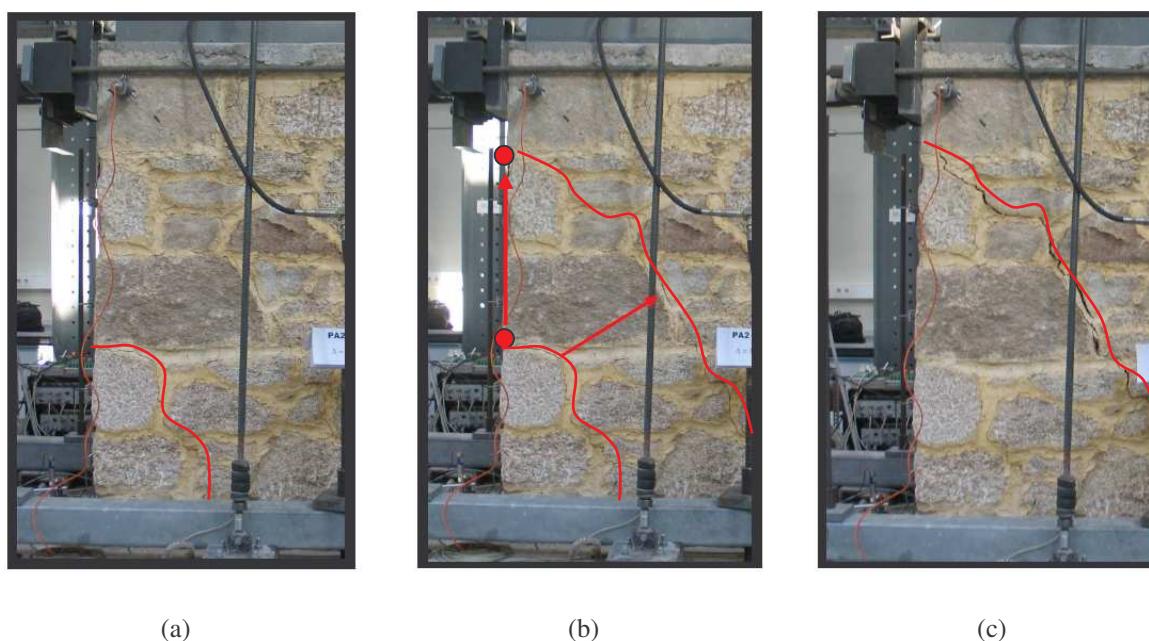


Figura 3.36 – Concentração do dano na parede PA2 – Face lateral esquerda. (a) *Drift* = 0.32%. (b) *Drift* = 0.44%. (c) *Drift* = 0.75%.



- **Resposta das juntas da face direita**

As juntas 01 e 02 apresentam um comportamento semelhante, apresentando uma tendência global no sentido de fecho durante todo o ensaio, no final deste a junta 01 apresentou uma deformação de compressão de 5.0mm enquanto que a junta 02 apresentou uma deformação de 2.5mm.

O dano de tracção concentrou-se nas juntas intermédias 03 e 09. Até ao nível de deslocamento imposto de 10.0mm estas duas juntas, após uma ligeira compressão inicial, apresentavam um movimento que oscilava entre a posição inicial e a posição de junta aberta, sendo esta crescente com o decorrer do ensaio (figura 3.35b). O principal dano concentrou-se na junta 03 (maior amplitude de abertura de junta). A partir dos 10.0mm e até ao final do ensaio a junta 03 sofreu uma diminuição da abertura de junta. Tal ocorreu porque a zona de concentração do maior dano de tracção passou da junta 03 para a junta 09 directamente acima, o que é consentâneo com a deformação plástica de tracção que esta junta sofreu até ao fim do ensaio (figura 3.35b), atingindo uma abertura plástica máxima de aproximadamente 2.5mm. Na figura 3.37 é possível observar a passagem da zona de concentração de dano da junta 03 para a 09.

Na junta onde se encontra posicionado o LVDT 10 registaram-se movimentos mínimos, o que significa que esta zona não foi afectada por qualquer tipo de dano.



Figura 3.37 – Concentração do dano na parede PA2 para um *Drift* de 0.75%. – Face lateral direita.

Na figura seguinte encontra-se esquematizado o padrão de danos mais relevante observado durante o ensaio PA2NR.



Figura 3.38 – Padrão de dano na parede PA2. (a) Face frontal. (b) Face traseira.

### 3.5.3. Análise da rotação da parede em torno de um eixo vertical

No gráfico da figura 3.39a está representada a rotação ocorrida na parede PA2 ao longo do ensaio. Inicialmente o centro de rigidez da parede sofreu um ligeiro deslocamento plástico de torção, no sentido ilustrado na figura 3.39b, resultante de re-arranjos na estrutura. Durante o ensaio a posição da parede oscilou em torno desse novo centro de rigidez. A partir do deslocamento imposto de 10.0mm ( $\text{drift} = 0.63\%$ ) os deslocamentos plásticos de torção aumentaram bastante fazendo com que esta não ocorresse de forma cíclica em torno de 0, mas se registassem rotações sempre do lado negativo.

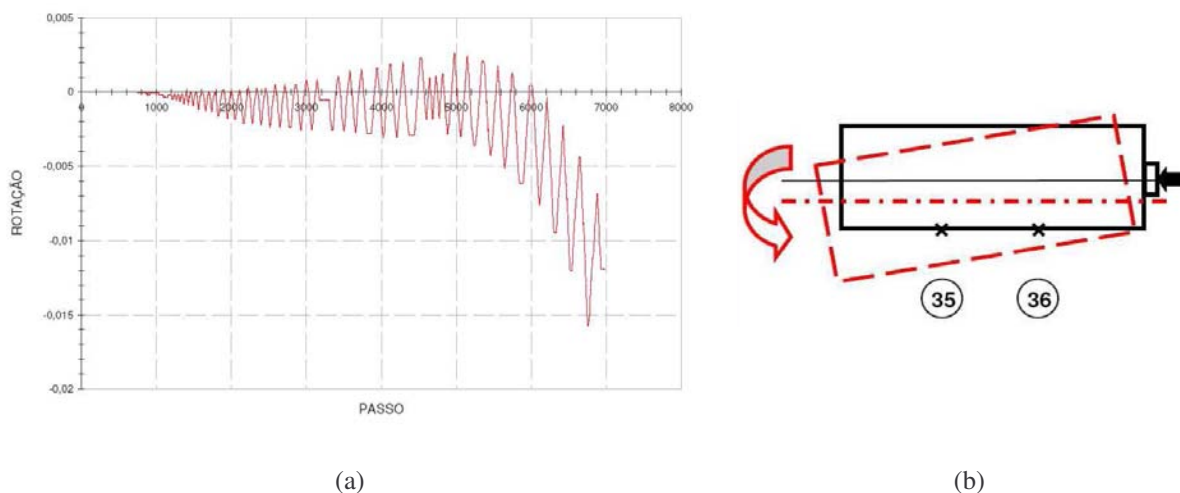


Figura 3.39 – Rotação vs Passo – PA2NR.

Os valores de rotação obtidos no gráfico da figura 3.39 relativos à parede PA2 foram significativos para o movimento da parede principalmente quando comparados com os resultados obtidos para a parede PA1. Este movimento de rotação acompanhado do deslocamento fora do plano da parede PA2 da ordem dos 2.5cm, bem visível na figura 3.40, teve uma importante influência na resposta global da parede.



(a)



(b)

Figura 3.40 – Deslocamento fora do plano da parede PA2.

#### 3.5.4. Análise do comportamento das faces laterais das paredes (deslocamento horizontal)

A figura 3.41 apresenta o deslocamento horizontal das faces laterais da parede ao longo da sua altura nos vários pontos monitorizados. Com esta informação é possível analisar passo a passo o tipo de comportamento da parede.

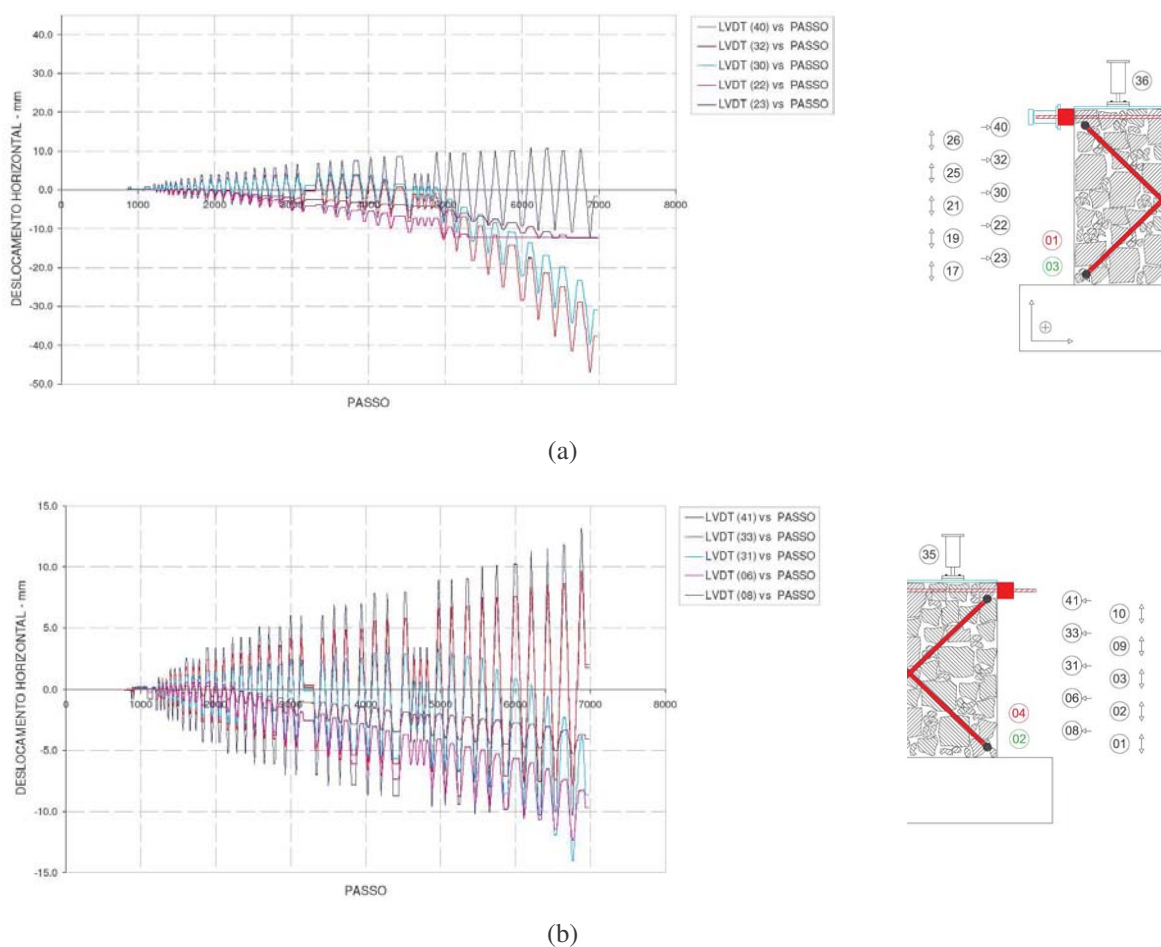


Figura 3.41 – Deslocamento horizontal ao longo das faces laterais vs Passo – PA2NR. (a) Face esquerda. (b) Face direita.

Na figura 3.42 estão representados os perfis das deformadas das faces laterais (deslocamentos horizontais dos LVDT's 40, 32, 30, 22, 23, 41, 33, 31, 06 e 08) para 6 níveis de deslocamento aplicados durante o ensaio, nomeadamente: 2, 4, 6, 8, 10 e 12mm em ambos os sentidos.

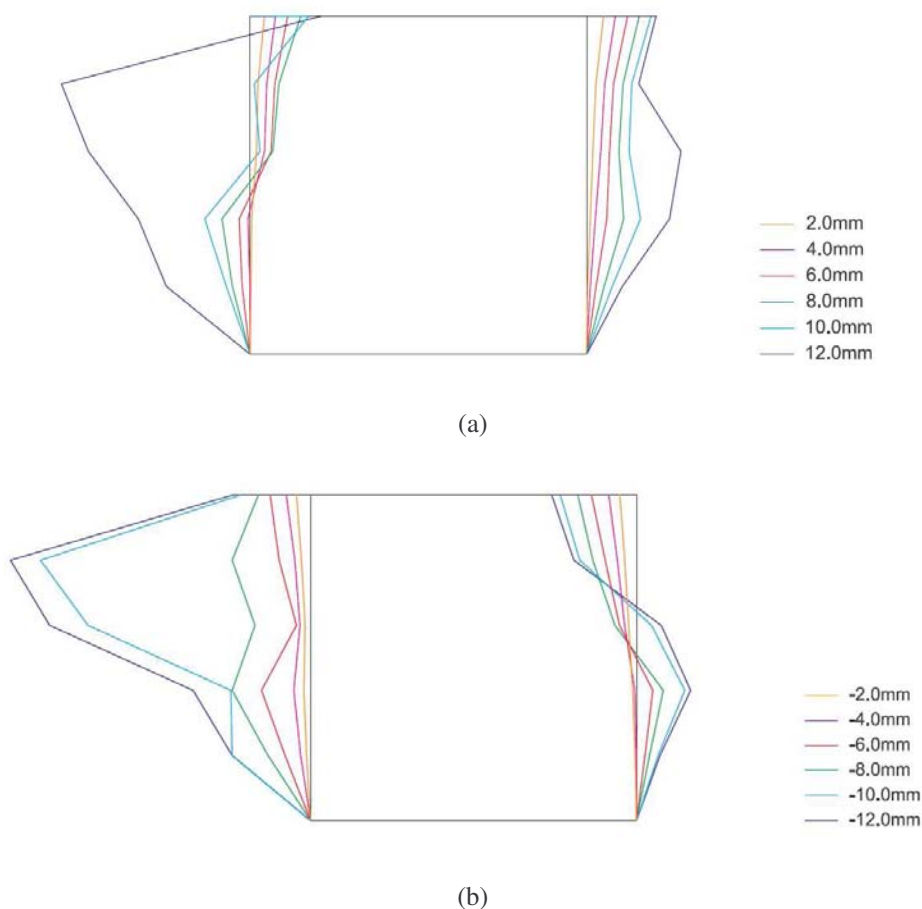


Figura 3.42 – Deformada das faces laterais durante o ensaio. (a) Sentido positivo. (b) Sentido negativo.

Até aos 4.0mm de deslocamento imposto, em ambas as direcções, verifica-se que a parede apresenta um comportamento comandado pela flexão/compressão. A partir deste nível são notórias as concentrações de dano pois o perfil de resposta afasta-se do andamento dito regular aparecendo deformações permanentes importantes. Este dano, que se reflecte no deslizamento das superfícies das juntas, é particularmente visível no aparecimento de pontos de quebra e inversões de deslocamento nos perfis. Na fase final do ensaio correspondente ao deslocamento imposto de 12.0mm verifica-se uma deformada acentuada em ambas as faces laterais principalmente na face esquerda onde o destacamento das pedras é bem visível na figura 3.43.





(a)



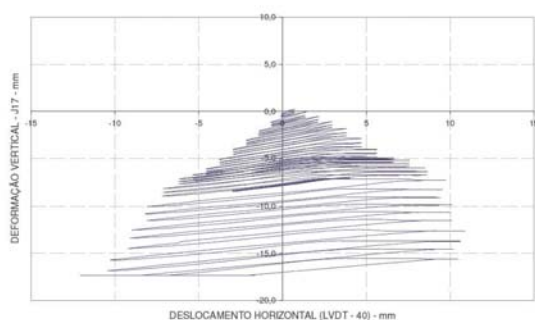
(b)

Figura 3.43 – Deformada da face do lado esquerdo da parede PA2.

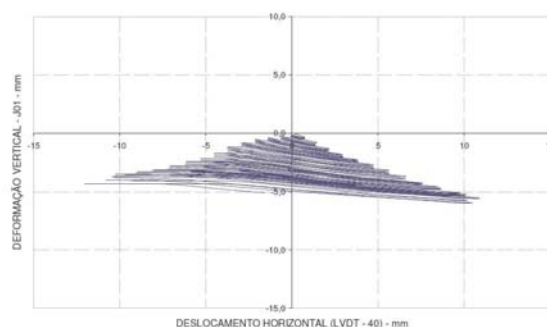
### 3.5.5. *Análise do deslocamento vertical das faces laterais*

- **Análise do comportamento das juntas da base face ao deslocamento horizontal no topo da parede**

Na figura 3.44 encontra-se ilustrado o comportamento das juntas da base em ambos os lados da parede, estes resultados permitem concluir acerca do comportamento predominante da parede.



(a)



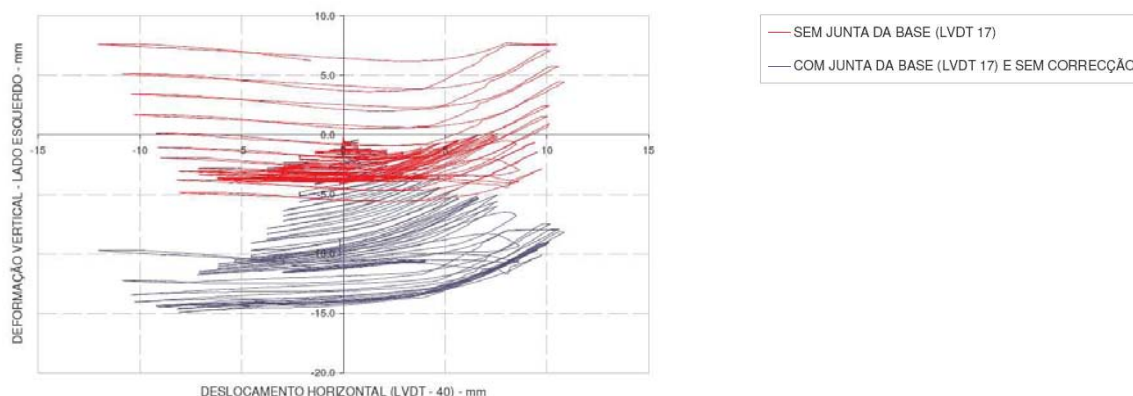
(b)

Figura 3.44 – Deformação vertical vs Deslocamento horizontal no topo da parede – PA2NR. (a) Junta da base do lado esquerdo (17). (b) Junta da base do lado direito (01).

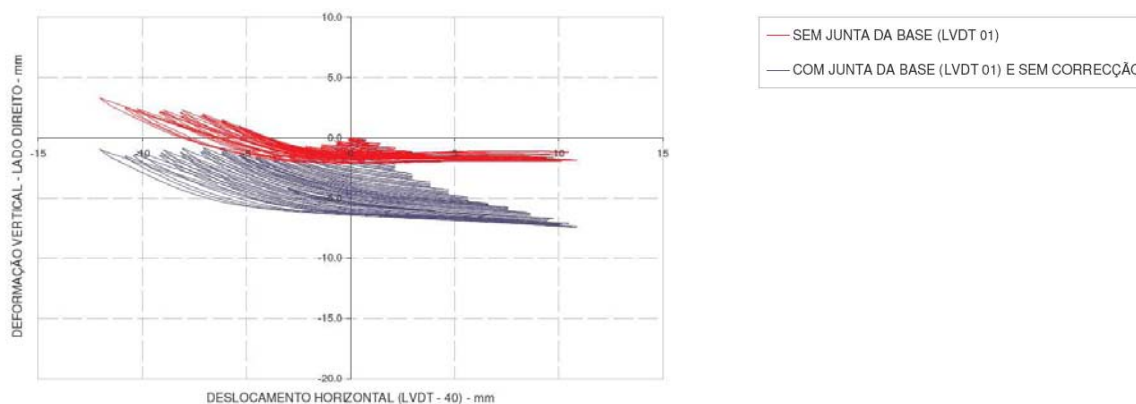
Como é possível observar nos gráficos da figura anterior relativos ao comportamento das juntas da base em ambos os lados da parede, a junta da base da face esquerda (figura 3.44a) apresenta uma deformação de compressão bastante significativa, aproximadamente 17.5mm. Quanto à junta da base da face direita (figura 3.44b), esta apresenta uma deformação de compressão (aproximadamente 5.0mm) bastante inferior à junta da face esquerda. Estas deformações devem-se essencialmente à acção de compressão imposta pela carga cíclica, que provocou o esmagamento destas zonas.

- **Análise do comportamento das juntas laterais (excluindo as juntas da base) face ao deslocamento horizontal no topo da parede**

Nos gráficos da figura 3.45 a curva a traço azul corresponde à evolução da resposta total vertical, ou seja, à evolução da soma de todos os deslocamentos das juntas da mesma face, esquerda e direita respectivamente, com o deslocamento horizontal imposto. Nesses mesmos gráficos mas agora a traço vermelho, apresentam-se as mesmas respostas mas agora sem a contribuição das juntas adjacentes à base (junta 17 do lado esquerdo e junta 01 do lado direito).



(a)



(b)

Figura 3.45 – Deformação vertical vs Deslocamento horizontal no topo da parede – PA2NR. (a) Face lateral esquerda. (b) Face lateral direita.

Como se pode observar no gráfico da figura 3.45a, comparando as duas curvas (azul e vermelha), a face do lado esquerdo apresenta um deslocamento vertical total de compressão resultante principalmente, do dano concentrado junto à base do lado esquerdo (junta 17), sendo esta junta responsável por quase toda essa deformação de compressão.

Analisando a curva a vermelha da figura 3.45a, relativa ao comportamento da face lateral esquerda da parede sem a contribuição da junta da base, é possível constatar que até ao deslocamento imposto de

8.0mm (*drift* = 0.5%) a imposição do deslocamento no sentido positivo implicou uma deformação de tracção a qual se deveu essencialmente à abertura da junta 21 (figura 3.35a). A partir deste nível de deslocamento verifica-se um aumento do dano de tracção nesta face da parede até ao final do ensaio, independentemente do sentido de aplicação do deslocamento. Este comportamento deveu-se essencialmente à abertura da junta 26 induzida pela superfície de concentração de dano de tracção segundo uma das diagonais da parede (figura 3.36c), e devido ao deslocamento da parede fora do plano (figura 3.40).

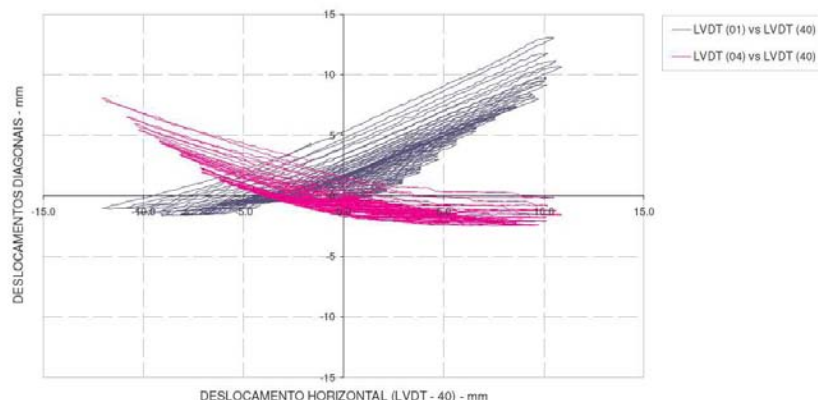
Comparando a curvas vermelha e azul da figura 3.45b, chega-se à conclusão que nesta face a deformação da junta da base (01) tem grande influência no comportamento global da face, introduzindo 5.0mm adicionais de deformação de compressão nesta face.

Tal como se pode observar na curva vermelha da figura 3.45b a face lateral direita da parede apresenta um comportamento esperado. Na fase inicial do ensaio (até ao *drift* de 0.25%), enquanto o deslocamento imposto não se tornou condicionante e as juntas ainda se encontravam muito deformáveis, esta face sofreu essencialmente danos de compressão. A partir deste nível de deslocamento imposto, quando este era aplicado no sentido negativo a face lateral direita apresentava um dano de tracção comandado pela abertura das juntas 03 e 09. A inversão do sentido de aplicação do deslocamento causou na face da parede uma tendência de deformação no sentido de fecho das juntas ou de ligeira compressão. Na fase final do ensaio é bem notório que estes danos nas juntas se espalharam pela parede ao longo de superfícies preferenciais de deslizamento que se foram formando, estas superfícies são bem visíveis nos perfis da figura 3.42 e nas deformadas finais da estrutura apresentadas na figura 3.43.

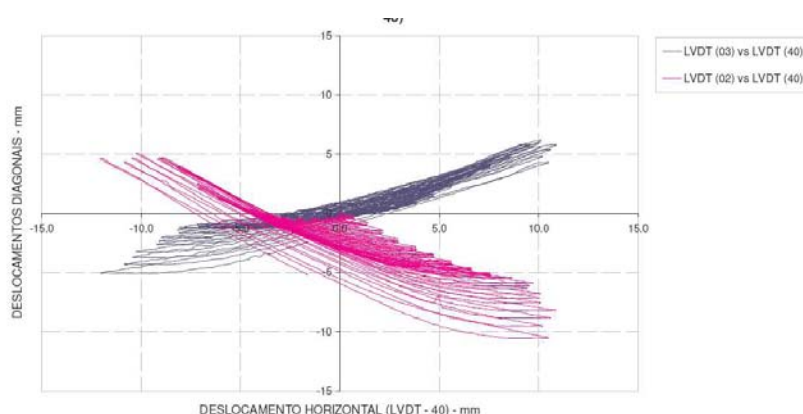
Não considerando a influência das juntas da base da parede, comparando as duas curvas a vermelho da figura 3.45 constata-se que, de uma forma geral, até ao deslocamento imposto de 8.0mm existe uma boa semelhança de comportamento, sendo quebrada pela deformação excessiva na junta 26 da face lateral esquerda. Finalmente, é possível concluir também que a junta da base do lado esquerdo é bastante mais deformável que a do lado direito.

#### 3.5.6. *Análise do movimento diagonal na face frontal da parede*

A figura 3.46 apresenta os resultados obtidos com os LVDT's 01 e 04 colocados na face frontal da parede e com os LVDT's 02 e 03 colocados na face traseira da parede, para medir a deformação segundo as diagonais, para diferentes níveis de deslocamento imposto. Analisando os gráficos seguintes é possível verificar que existe uma boa simetria entre os resultados dos deslocamentos dos LVDT's colocados na mesma face para os diferentes níveis de deslocamento imposto.



(a)



(b)

Figura 3.46 – Deformação das diagonais vs Deformação horizontal no topo da parede – PA2NR. (a) Face frontal. (b) Face traseira.

Os LVDT 01 e 03 apresentaram um comportamento semelhante até aproximadamente aos 7.0mm de deslocamento imposto correspondente a um *drift* de 0.44%. Na fase inicial do ensaio, quando aplicado um deslocamento no sentido positivo estes LVDT's começaram por captar essencialmente a abertura das juntas perto da base da parede do lado esquerdo visíveis na figura 3.36a. Deslocamentos impostos no sentido negativo faziam apenas com que os LVDT's voltassem à posição inicial ou conhecessem um ligeiro encurtamento.

Para deslocamentos superiores a 7.0mm o alongamento plástico do LVDT 01 conheceu um aumento acentuado para deslocamentos impostos em ambos os sentidos. No que diz respeito ao seu homólogo, o LVDT 03, este começou a registar encurtamento plástico em ambas as direcções de imposição de deslocamento. Esta alteração no comportamento destes LVDT's ocorreu por um lado devido ao dano de tracção ao longo da fenda diagonal que se formou na parede e que é bem visível na figura 3.36c, e por outro devido ao movimento da parede fora do plano (figura 3.40).



Os LVDT's homólogos 02 e 04 tiveram também um comportamento semelhante entre si até aos 7.0mm tendo-se esses comportamentos alterado pelos mesmos motivos descritos anteriormente. Inicialmente estes LVDT's sofreram um encurtamento crescente devido à deformação plástica da parede induzida pelas aberturas de junta, ilustradas na figura 3.36, que se foram formando durante o ensaio. A partir dos 7.0mm devido ao movimento da parede fora do plano o LVDT 04 inverte a sua tendência de movimento começando a sofrer alongamentos para qualquer dos sentidos de deslocamento. Quanto ao LVDT 02, pelo facto de este se situar na parte traseira da parede registou um agravamento da tendência de encurtamento apresentada na fase inicial do ensaio.

A partir dos resultados obtidos pelos LVDT's 01, 02, 03 e 04 colocados nas diagonais de ambas as faces da parede é possível determinar o parâmetro  $\gamma$ , tal como efectuado para a parede PA1 no ponto 4.4.6 deste capítulo. O gráfico da figura 3.47 apresenta a evolução da contribuição da distorção horizontal média de ambas as faces da parede PA2 (frontal e traseira) no deslocamento imposto na parede durante o ensaio.

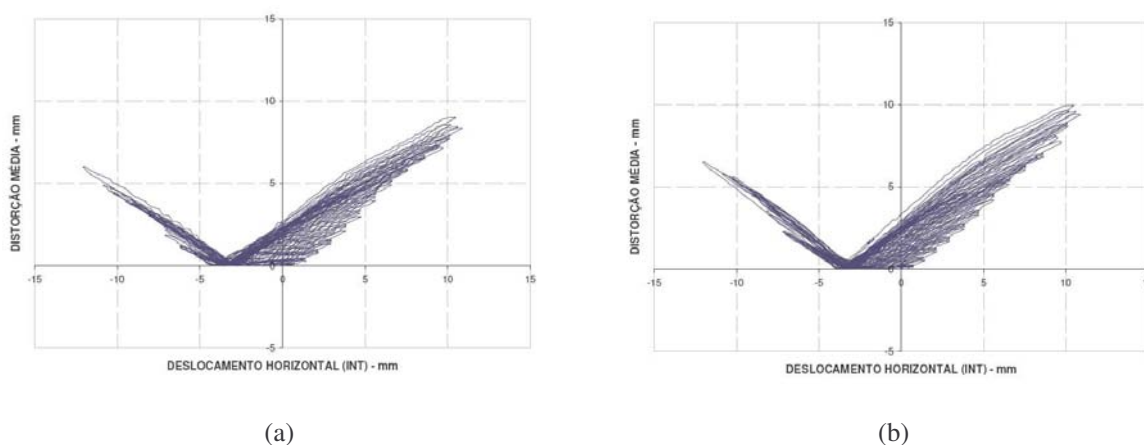


Figura 3.47 – Deslocamento horizontal devido à distorção média por corte vs deslocamento total da parede – PA2NR. (a) Face frontal. (b) Face traseira.

Observando os gráficos da figura anterior é possível constatar que eles são bastantes semelhantes. Dos gráficos é ainda possível concluir que houve uma deformada plástica da parede no sentido positivo e que a componente de corte é bastante importante durante quase todo o ensaio, em especial para deslocamentos impostos no sentido positivo de actuação. No sentido negativo de imposição de deslocamentos o efeito de corte começa a ser relevante a partir dos 7.0mm.

### 3.6. AVALIAÇÃO DA ENERGIA DISSIPADA

A capacidade de dissipação de energia é um factor importante na avaliação da resposta sísmica de uma estrutura, sendo a dissipação de energia muitas vezes sinónimo de redução da resposta sísmica. A energia dissipada pode ser avaliada de uma forma qualitativa através do gráfico força/deslocamento sendo a sua estimativa quantitativa obtida para cada um dos ciclos de deslocamento pela integração numérica da curva força/deslocamento (figura 3.48).

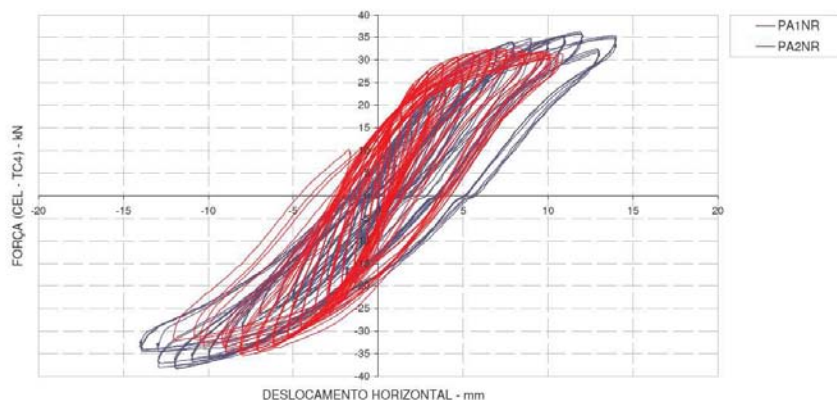


Figura 3.48 – Força horizontal (TC4) vs Deslocamento horizontal no topo da parede – PA1NR e PA2NR.

A figura 3.49 apresenta a evolução da energia dissipada ao longo dos dois ensaios efectuados.

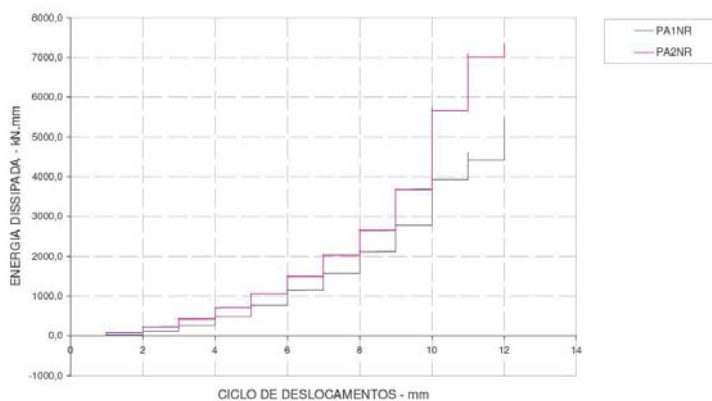


Figura 3.49 – Evolução da energia dissipada durante os ensaios efectuados.

Como se pode observar na figura 3.49, a energia dissipada em ambos os ensaios aumenta de uma forma exponencial com o aumento do deslocamento imposto, reflectindo um aumento do dano na estrutura. Na fase inicial dos ensaios o aumento da energia não é tão acentuado, uma vez que o dano nas paredes ainda não é tão relevante, mas à medida que os deslocamentos impostos vão aumentando, ou seja, à medida que novas fendas vão aparecendo, o aumento da energia vai-se tornando cada vez mais acentuado, sendo mais notório quando ocorre o aumento repentino e acentuado dessas fendas, em particular, das fendas diagonais.

Apesar de serem paredes idênticas em termos de método construtivo, características geométricas e material usado, estas apresentam uma diferença significativa (aproximadamente 27,0%) no valor da energia dissipada acumulada. Esta diferença é principalmente justificada pelos fenómenos locais ocorridos durante os ensaios, sendo estes de natureza aleatória e próprios de cada uma das estruturas ensaiadas. A definição de um valor médio de energia dissipada, consensual e passivo de ser aceite no estudo deste tipo de paredes, necessita de um elevado número de ensaios experimentais.

### **3.7. CONCLUSÕES GERAIS**

As paredes de alvenaria de pedra ensaiadas, pela sua constituição: pedra, argamassa das juntas e material interno de enchimento, são elementos estruturais claramente heterogêneos, quer em termos geométricos, quer em termos mecânicos. Tratam-se de elementos compostos, constituídos por materiais de geometria irregular, muitas vezes de difícil reconstituição, e que apresentam uma grande variabilidade nas suas propriedades mecânicas.

O conhecimento mais aprofundado do comportamento deste material está dependente de extensas campanhas de ensaios, com o objectivo de se traçar um comportamento médio para diferentes tipos de alvenaria de pedra. Ou seja, por forma a ser possível padronizar as propriedades destes materiais (comportamento médio) é necessário um esforço prévio no sentido de estabelecer critérios objectivos de diferenciação e caracterização que permitam identificar, no meio desta diversidade, grupos mais ou menos homogêneos, em termos de características geométrico/morfológicas (tipo de secção, número de paramentos e espessura, técnicas e disposições construtivas, etc.) e propriedades mecânicas associadas, (Roque, 2002). Este comportamento médio seccionado permitirá no futuro aperfeiçoar as diferentes ferramentas/modelos e métodos existentes para a análise de estruturas compostas por este material.

Os resultados dos ensaios efectuados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto às paredes de alvenaria de pedra (PA1 e PA2), neste caso de duas folhas de granito e aparelho irregular, construída e ensaiada sob uma acção vertical constante e uma história de deslocamentos impostos cíclicos de amplitude crescente aplicada no plano da parede, mostram que a heterogeneidade referida se reflecte nos comportamentos locais das estruturas. No entanto, ao nível global (Força horizontal vs Deslocamento horizontal no topo) as paredes ensaiadas responderam com grande uniformidade e simetria, diluindo muitas das particularidades que apresentam ao nível local, nomeadamente em relação ao comportamento em carga e descarga cíclica.

As paredes foram largamente monitorizadas, utilizando células de carga e transdutores de deslocamento, de modo a registar o seu comportamento durante os ensaios, ao nível local. Em geral, a monitorização mostrou existir uma grande sensibilidade dos resultados à forma como são constituídas as paredes, à distribuição das pedras e das juntas, em particular à existência de maior ou menor percentagem volumétrica de argamassa nas juntas em relação ao volume total das paredes, tendo-se verificado a concentração de dano ao nível das juntas. Tratando-se de paredes baixas em relação à sua dimensão longitudinal, factor de corte igual a 1 (quociente entre altura e comprimento), o comportamento foi dominado numa fase inicial por flexão e corte com concentração de danos junto à base nas faces de topo da parede, enquanto que na fase mais avançada do ensaio o comportamento foi

dominado pela abertura de juntas nos paramentos ao longo da diagonal, tendo o corte um papel mais preponderante.

Os ensaios mostram tratar-se de estruturas que apresentam no seu plano um comportamento global não-linear do tipo bi ou tri-linear, com relativa ductilidade e capacidade de dissipação de energia, logo não desprovidas de capacidade de acomodação de acções do tipo sísmico no plano. No entanto, realça-se que a capacidade resistente global destas paredes é condicionada pelo equilíbrio estático entre o momento derrubador gerado pela acção imposta horizontal e o momento estabilizador introduzido pela acção vertical. Como tal, para ensaios deste tipo realizados em paredes semelhantes e para o mesmo nível de carga vertical não são esperadas grandes flutuações da resistência máxima da parede.

## **CAPÍTULO 4 - CALIBRAÇÃO DO MODELO DE DANO**



### 4. CALIBRAÇÃO DO MODELO DE DANO CONTÍNUO

#### 4.1. INTRODUÇÃO

A calibração de um modelo constitui uma importante fase preliminar no processo de simulação numérica de uma estrutura. Em particular, este capítulo trata da calibração do modelo de comportamento do material utilizado no estudo do comportamento estrutural no Capítulo 5. Os modelos constitutivos de materiais contêm em geral uma série de parâmetros que têm que ser quantificados com base em testes experimentais. Alguns destes parâmetros podem ser determinados explicitamente através de testes normalizados e dirigidos; no entanto, os valores deles resultantes apresentam uma grande variabilidade e como tal torna-se necessária uma extensa base de dados para a determinação de um comportamento médio aceite para este tipo de material. Outros parâmetros podem ser obtidos considerando o ajuste das curvas numéricas às curvas experimentais em termos de comportamento local ou mesmo global.

É sabido que o problema de identificação de um parâmetro consiste na optimização da sua estimativa através de um processo inverso, em que os desvios entre a curva experimental e teórica são minimizados. Este tipo de processo exige como ponto de partida resultados experimentais mais ou menos dirigidos, podendo envolver a utilização de métodos lineares ou não lineares e métodos de tratamento de erros na optimização da estimativa.

Pretende-se então neste capítulo avaliar a aplicabilidade de um modelo de dano contínuo (Faria, 1994), originalmente desenvolvido para estruturas de betão, na simulação do comportamento de estruturas de alvenaria de pedra: estruturas de natureza heterogénea e comportamento anisotrópico. Como ponto de partida procedeu-se à calibração do modelo através da comparação com resultados experimentais.

Assim, numa primeira fase do trabalho foram usados os resultados experimentais obtidos na campanha de ensaios efectuada nas paredes de alvenaria não reforçadas (PA1 e PA2) levados a cabo no LESE e apresentadas no Capítulo 3. Esta campanha de ensaios, para além de ter servido para obter uma melhor compreensão do comportamento estrutural, global e local das paredes, serviu para efectuar a calibração e verificação, ainda que em condições limitadas, do modelo de dano contínuo para uso na modelação numérica de estruturas de alvenaria de pedra em geral.

Numa segunda fase foi efectuada a calibração do modelo de dano contínuo através da modelação de casos apresentados na bibliografia (Vasconcelos, 2005), de modo a se obter um maior número e uma maior consistência dos valores encontrados para os parâmetros do modelo.

Na simulação numérica dos ensaios foi utilizado o programa de cálculo Cast3M (CEA, 1990). As várias componentes das paredes de alvenaria (pedras, enchimento e juntas) foram simuladas considerando-as como parte de um material único e homogéneo.



## 4.2. MODELO DE DANO – CONSIDERAÇÕES GERAIS

O conceito de dano pode ser interpretado como uma medida de defeitos, microfissuras e microcavidades do material associados a um elemento de superfície interno. A não-linearidade do material é interpretada como o resultado da evolução dos mesmos defeitos (Faria, 1994).

A metodologia adoptada neste trabalho apoia-se num modelo constitutivo baseado na Mecânica do Dano Contínuo, originalmente desenvolvido para análise de estruturas de betão de grandes dimensões, e que incorpora duas variáveis de dano (uma para tracção e outra para compressão) com evoluções independentes e um tensor de deformações plásticas para caracterização dos mecanismos não-lineares de degradação do material sob condições de tracção ou de compressão.

O modelo constitutivo é capaz de reproduzir as curvas tensão vs deformação do material, incluindo os efeitos de endurecimento e de amaciamento e os mecanismos de recuperação de rigidez.

No domínio da Mecânica do Dano Continuo, os efeitos da danificação sobre as propriedades de um material inicialmente elástico reproduzem-se no tensor constitutivo de rigidez. O dano reflecte-se numa redução de várias das componentes de rigidez, podendo o material danificado manter-se isótropo ou tornar-se anisótropo.

Os escalares da variável de dano “ $d$ ” são crescentes ao longo do tempo assumindo valores entre 0 e 1, sendo 0 o valor correspondente ao estado elástico do material, crescendo com a evolução da degradação até ao valor 1 que corresponde ao colapso (4.1), sendo esta evolução caracterizada pela diminuição da área resistente efectiva. As variáveis de dano apresentam três tipos de leis, dependendo se a análise de dano é em tracção, em compressão ou em condições cíclicas. Estas leis são obtidas por observação experimental, sendo dependentes de variáveis de endurecimento que dependem das deformações do elemento.

$$0 \leq (d^+, d^-) \leq 1 \quad (4.1)$$

Relacionado com o conceito de dano surge então o conceito de tensão efectiva (4.2), que é também um conceito fundamental da Mecânica de Dano Contínuo. O tensor das tensões efectivas é a entidade base deste tipo de modelo, podendo ser dividido nas componentes de tracção ( $\bar{\sigma}^+$ ) e compressão ( $\bar{\sigma}^-$ ) por forma a distinguir as contribuições destas tensões. Relativamente à lei constitutiva propriamente dita, o modelo conduz a um formato bastante intuitivo para o tensor das tensões de Cauchy, (Faria, 1993).

$$\sigma = (1 - d^+) \bar{\sigma}^+ + (1 - d^-) \bar{\sigma}^- \quad (4.2)$$

Na necessidade de se definir, de forma precisa, se o elemento se encontra em “carga”, “descarga” ou “recarga” é introduzido um conceito de tensão equivalente associado a um escalar positivo, que é o resultado da norma dos tensores de tensões efectivas. Os diferentes estados tridimensionais de tensão podem então ser comparados através de uma análise unidimensional. Na sequência da decomposição tensorial adoptada neste modelo são então consideradas as tensões equivalentes de tracção e compressão, a que lhe são associados diferentes critérios de dano.

Tal como Faria explica em (Faria, 1994) a lei constitutiva (4.2) torna-se perfeitamente perceptível quando a aplicamos a ensaios uniaxiais de tracção ou compressão nos quais uma das componentes é sempre nula, reduzindo assim a lei de constitutiva às equações escalares (4.3) e (4.4), de acordo com o tipo de ensaio (tracção ou compressão) e com o esquematizado graficamente na figura 4.1.

*Ensaio de tracção uniaxial:*

$$\sigma = (1 - d^+) \bar{\sigma}^+ = (1 - d^+) E \cdot \varepsilon \quad (4.3)$$

*Ensaio de compressão uniaxial:*

$$\sigma = (1 - d^-) \bar{\sigma}^- = (1 - d^-) E \cdot (\varepsilon - \varepsilon^p) \quad (4.4)$$

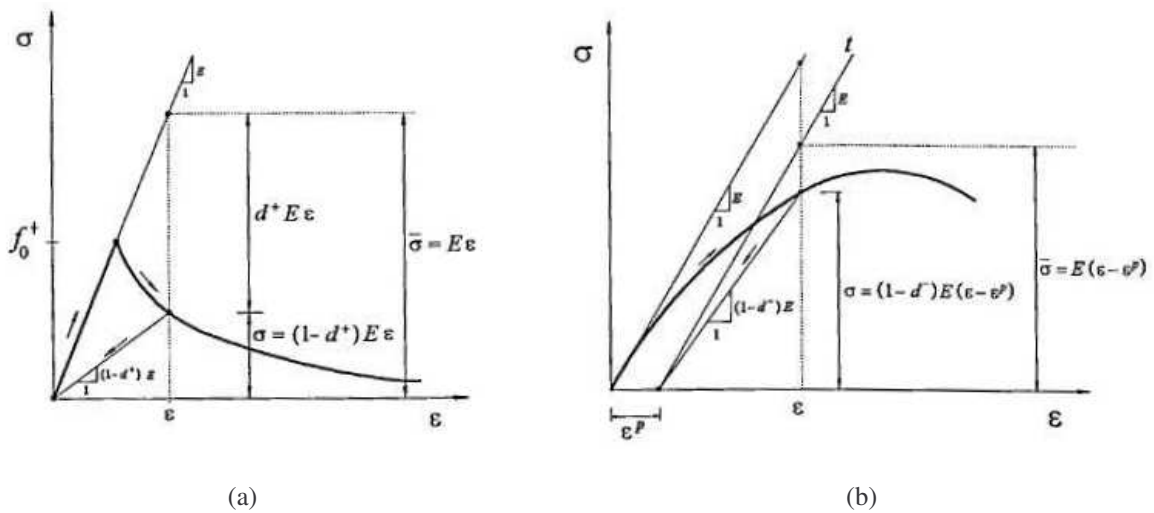


Figura 4.1 – Comportamento do material, (Faria, 1994). (a) Tracção uniaxial. (b) Compressão uniaxial.

Tal como se pode observar na figura 4.1a, em tracção a tensão efectiva elástica ( $\bar{\sigma}^+ = E \cdot \varepsilon$ ) é convertida em tensão real ( $\sigma$ ) directamente através do factor  $(1 - d^+)$  e a descarga é feita para a origem segundo um módulo secante  $E' = (1 - d^+)E$ . Em compressão (figura 4.1b) a tensão efectiva ( $\bar{\sigma}^-$ ) num determinado ponto é dada pelo produto do módulo de elasticidade elástico ( $E$ ) pela

extensão ( $\varepsilon$ ) nesse mesmo ponto afectada da extensão plástica ( $\varepsilon^p$ ). A tensão real é dada pelo valor da tensão efectiva afectada pelo factor  $(1 - d^-)$ . As descargas não são feitas para a origem uma vez que a extensão plástica não é nula.

Para a aplicação deste modelo numérico na simulação do comportamento da alvenaria de pedra é assumida a hipótese de que nas condições iniciais, isto é, antes da aplicação de qualquer carga ou ciclo de carga, este material é isotrópico e homogéneo.

O modelo de dano contínuo aqui descrito encontra-se implementado no programa de cálculo Cast3M (Costa, 2004) e depende dos parâmetros ilustrados no quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Parâmetros obrigatórios do modelo de dano contínuo implementado em Cast3M.

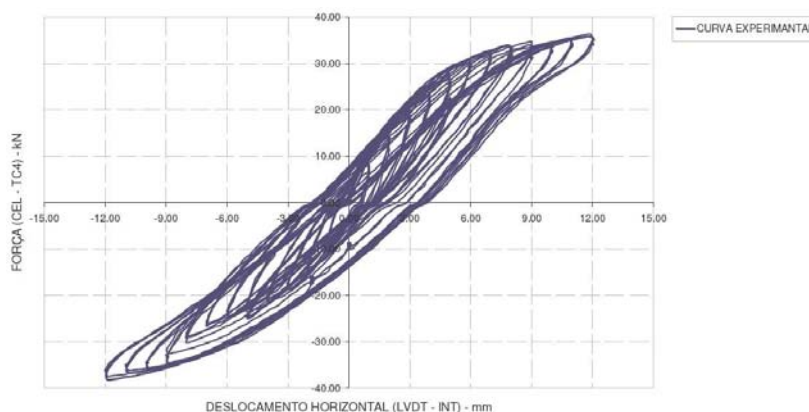
PARÂMETROS	DEFINIÇÃO
EXTP	Extensão de referência para o parâmetro plástico
STRP	Tensão de referência para o parâmetro plástico
EXT1 EXT2	Extensão de dois pontos de ajuste pertencentes à curva material
STR1 STR2	Tensões correspondentes aos pontos de ajuste
YOUN	Módulo de elasticidade
NU	Coefficiente de Poisson
RHO	Peso volúmico
NCRI	Critério de amaciamento em tracção
FTU1	Tensão de tracção de pico
REDC	Factor de redução para a tracção de pico
FC01	Tensão de compressão limite elástica
RT45	Rácio de compressão equi-biaxial
EXTU	Extensão última
FCU1	Tensão de compressão de pico
HLEN	Comprimento efectivo
GVAL	Energia de fractura

Para além destes parâmetros obrigatórios existe ainda um conjunto de outros parâmetros de carácter facultativo que não irão ser contabilizados neste estudo.

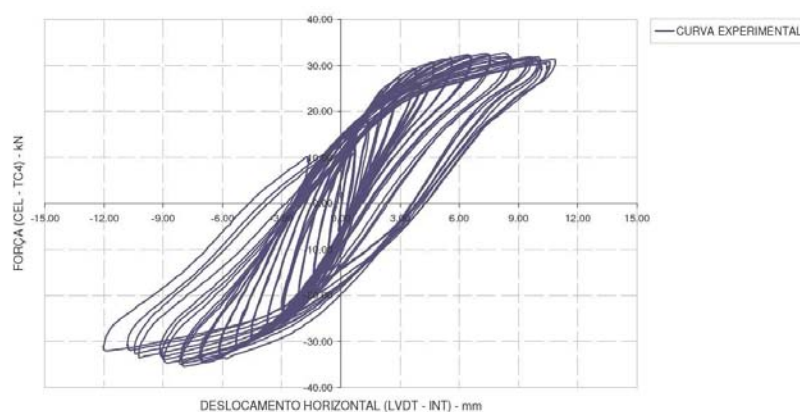
### 4.3. CALIBRAÇÃO E VERIFICAÇÃO DO MODELO DE DANO COM BASE NOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS (PA1NR E PA2NR)

#### 4.3.1. Resultados relevantes dos ensaios experimentais (PA1NR e PA2NR)

Para calibrar e verificar a capacidade do modelo de dano para simular paredes de estruturas de alvenaria de pedra, numa primeira fase foram utilizados os resultados experimentais obtidos no Capítulo 3. Neste estudo apenas as características de comportamento global, tais como a rigidez (inclinação de carga e descarga), a energia dissipada e a resistência obtida nas curvas força vs deslocamento no topo (figura 4.2) são tidas em conta. As características locais das juntas e blocos de pedra serão consideradas e representadas no comportamento global das paredes de uma forma indirecta. Foi então utilizado um processo de aproximação à melhor solução por uma metodologia de “tentativa e erro”.



(a)



(b)

Figura 4.2 – Força horizontal no topo da parede vs Deslocamento horizontal no topo da parede. (a) PA1NR. (b) PA2NR.

#### 4.3.2. Modelação numérica das paredes de alvenaria

As paredes (PA1 e PA2) foram simuladas numericamente, como já foi referido anteriormente, usando o programa de cálculo Cast3M (CEA, 1990) e o modelo material de dano contínuo (Faria, 1994). Neste trabalho não se pretendia a discretização detalhada dos blocos de pedra, enchimento e juntas que compõem a parede e, como tal, apenas foram necessárias as medidas externas das paredes para gerar o modelo geométrico.

A malha foi construída usando programas auxiliares que convertem a geometria definida em AutoCAD (Autodesk, 2002) num modelo completamente caracterizado e pronto a calcular em linguagem gibiane (.dgibi) usada em Cast3M. A malha definida para estes modelos é uma malha regular constituída por 8x8x3 elementos volumétricos de 8 nós (CUB8), que corresponde a uma densidade de malha de 0.2m nas 3 direcções, (figura 4.3).

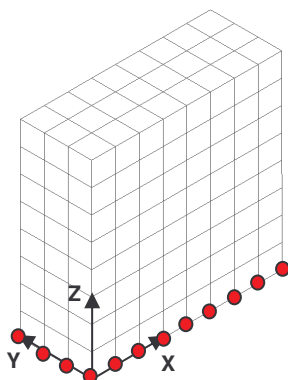


Figura 4.3 – Modelo numérico das paredes PA1 e PA2.

Em termos de condições de fronteira, as paredes foram consideradas fixas ao bloco de fundação, ou seja, encastradas na base. Para reproduzir o ensaio experimental, foi imposta ao modelo a mesma carga vertical constante (50.0kN) e a mesma lei de deslocamentos horizontais no topo da parede definida para os ensaios experimentais (figura 3.20).

#### 4.3.3. Análise de sensibilidade paramétrica

Na sequência da calibração do modelo de dano contínuo, foi efectuada uma análise de sensibilidade, que consistiu no estudo da influência de cada um dos parâmetros do modelo no comportamento global das paredes (curva de resposta força vs deslocamento) e na curva numérica de comportamento uniaxial do material. Esta última curva foi usada como auxiliar, ajudando na verificação da coerência dos parâmetros. Para melhor compreender a influência de cada parâmetro do modelo de dano (separadamente ou em conjunto com outros), foram efectuadas um conjunto de análises uni e multi-paramétricas.

A curva de comportamento do material tensão vs extensão ( $\sigma/\epsilon$ ) foi obtida através da simulação em Cast3M de um ensaio simples de um espécime cúbico de lado unitário submetido a uma lei de deslocamentos cíclica em tracção e em compressão imposta ( $\Delta L$ ), conforme ilustrado na figura 4.4. Considerou-se que o espécime simulado seria composto por um material homogéneo com as características correspondentes aos parâmetros atribuídos ao modelo de dano contínuo.

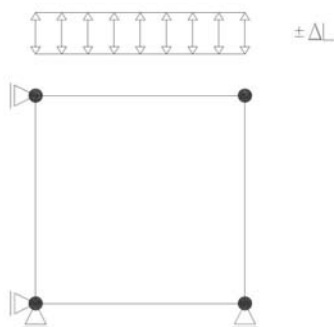


Figura 4.4 – Representação do espécime usado para traçar a curva numérica de comportamento do material.

#### 4.3.3.1. Análise uni-paramétrica

Na análise uni-paramétrica, procedeu-se à variação independente de cada um dos parâmetros do modelo, avaliando-se o seu efeito na curva do comportamento do material e na curva de resposta da estrutura. Os valores dos parâmetros foram modificados dentro de intervalos aceitáveis, apesar de terem sido tentados valores extremos (altos e baixos) para melhor compreender a sua influência na resposta do modelo.

Apesar de este ponto ser relativo à análise uni-paramétrica dos parâmetros do modelo de dano, existem alguns parâmetros como por exemplo EXTP e STRP para os quais não faz sentido efectuar a sua variação independente. Assim sendo, neste ponto é efectuada a análise da influência da variação conjunta desses parâmetros. O conceito, análise multi-paramétrica é considerado neste estudo como algo mais global, ao nível da variação massiva dos parâmetros, sendo este assunto abordado posteriormente.

Para iniciar esta análise começou-se por definir valores iniciais para os diferentes parâmetros do modelo de dano contínuo. Com o intuito de iniciar esta análise com valores iniciais consistentes para o tipo de material em estudo, procurou-se na bibliográfica valores que permitissem estabelecer limites de variação e uma direcção lógica capaz de condicionar a escolha dos parâmetros. O peso volúmico (RHO) foi considerado igual a  $2200\text{kg/m}^3$  e o coeficiente de poisson (NU) foi considerado igual a 0.25, de acordo com o assumido por Orduña em (2006). O valor do módulo de elasticidade elástico (YOUN), o valor da resistência máxima à compressão (FCU1) e o valor da resistência máxima à tracção (FTU1) foram adoptados com base nos valores usados por Clemente em (2006) para alvenaria de pedra e que se apresentam no quadro seguinte:

Quadro 4.2 – Valores iniciais adoptados para os parâmetros FTU1, FCU1 e YOUN do modelo de dano contínuo, (Clemente, 2006).

PARÂMETROS	VALORES	UNIDADES
YOUN	2.0e6	kPa
FTU1	100.0	kPa
FCU1	2000.0	KPa

Os restantes valores foram assumidos em concordância com os retirados da bibliografia e de forma a obter-se uma curva de comportamento uniaxial para o material consistente com o tipo de material.

- **Parâmetros relacionados com o ramo de tracção da curva de comportamento do material (GVAL, NCRI e REDC)**

O comportamento de amaciamento pós pico do ramo de tracção da curva de comportamento do material é controlado internamente pelo parâmetro NCRI, pelo factor de redução da tracção de pico ( $\Delta f^+$ ) definido no modelo pelo parâmetro REDC e pelo parâmetro relativo à energia de fractura (GVAL).

No modelo estão implementados três leis de comportamento de amaciamento pós pico do ramo de tracção da curva de comportamento do material; lei de comportamento linear com um factor de redução da tracção de pico ( $\Delta f^+$ ) nulo (figura 4.5a), lei de comportamento linear com um factor de redução da tracção de pico ( $\Delta f^+$ ) diferente de zero (figura 4.5b) e, finalmente, uma lei de comportamento exponencial (figura 4.5c). As leis lineares são activadas no modelo definindo o factor NCRI igual a 2, enquanto que a lei exponencial é activada definindo esse mesmo parâmetro igual a 1. O factor de redução da tracção de pico ( $\Delta f^+$ ) é aplicado apenas à lei linear. Neste estudo assumiu-se uma lei de comportamento pós pico exponencial (NCRI = 1) e como tal o parâmetro REDC torna-se irrelevante.

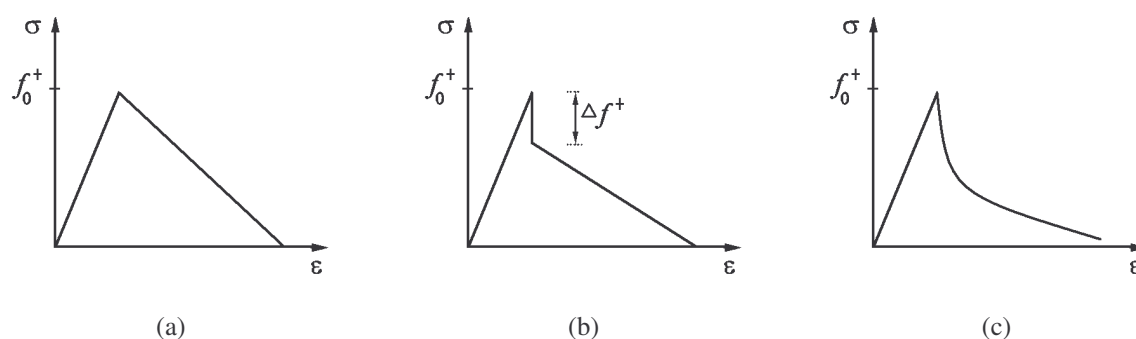


Figura 4.5 – Lei de comportamento pós pico em tracção, (Costa, 2004). (a) Lei linear com factor de redução da tracção de pico nulo. (b) Lei linear com factor de redução da tracção de pico não nulo. (c) Lei exponencial.

O valor da energia de fractura (GVAL) considerado foi de 50.0J, este valor foi definido com base num critério de aproximação da energia pós pico à energia libertada até ao ponto de rotura, por forma a tentar obter um comportamento relativamente frágil.

A figura seguinte mostra o aspecto gráfico do ramo de tracção da curva numérica de comportamento do material obtida com os valores anteriormente definidos. É apenas de apontar que apesar de graficamente a tensão máxima de tracção (100.0kPa) não ser respeitada, para efeitos de cálculo é usado o valor de FTU1, trata-se apenas de um problema de representação da curva resultado da divisão do carregamento considerado.

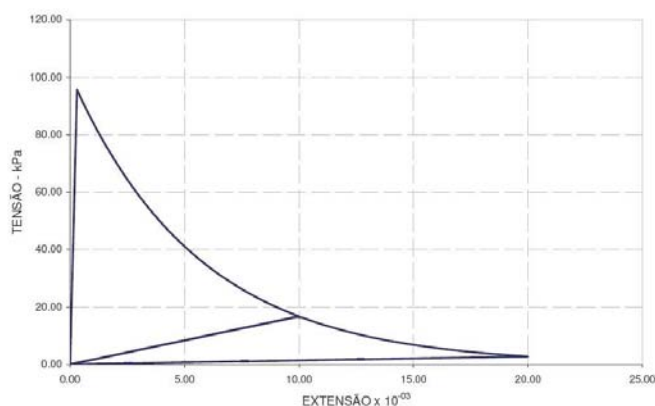


Figura 4.6 – Curva numérica de comportamento do material (ramo de tracção).

- **Parâmetro RT45**

Um parâmetro que se assumiu como fixo durante todo este trabalho foi o RT45 que diz respeito ao efeito de compressão equi-biaxial, e que traduz o ganho de resistência de compressão máxima no caso do material se encontrar comprimido biaxialmente. Efectivamente este ganho deve ser contabilizado no caso de estruturas de betão de grandes dimensões, como seja uma barragem. No entanto, no caso de estruturas de alvenaria de pedra como as que se pretendem analisar neste trabalho, dificilmente se reúnem as condições necessárias para este ganho ser activado; por um lado devido ao funcionamento das juntas e por outro devido à baixa resistência e rigidez do ligante que une os elementos de alvenaria, razões estas que permitem ajustes entre os blocos de alvenaria, atenuando esse efeito biaxial. Assim sendo, neste estudo faz sentido considerar para o parâmetro RT45 o valor de 1.0, ou seja, considerar que não existe qualquer ganho de resistência devido ao efeito de compressão biaxial.

- **Parâmetro HLEN**

O parâmetro HLEN do modelo de dano relativo ao comprimento característico do elemento está relacionado com a densidade da malha de elementos finitos em cada uma das direcções principais da estrutura ( $D_x$ ,  $D_y$  e  $D_z$ ). A variação do HLEN, ou seja, da densidade da malha da estrutura apenas influi na resposta da estrutura no sentido de refinar ou não os resultados consoante se diminua ou



aumente esse mesmo parâmetro. Tal como já foi referido anteriormente, neste estudo optou-se por assumir uma densidade fixa de 0.2m para a malha da estrutura. Na definição da densidade da malha de uma determinada estrutura tem sempre que se ter em conta a capacidade dos meios usados e do grau de refinamento dos resultados.

No quadro 4.3 finalmente são apresentados os valores iniciais adoptados e que serviram de base para esta análise de sensibilidade paramétrica.

Quadro 4.3 – Valores iniciais adoptados para os parâmetros do modelo de dano.

PARÂMETROS	VALORES	UNIDADES	PARÂMETROS	VALORES	UNIDADES
EXTP	-0.025	-	NCRI	1	-
STRP	-1.7e6	Pa	FTUL	1.0e5	Pa
EXT1	-0.014	-	REDC	0.0	Pa
EXT2	-0.025	-	FC01	-3.0e5	Pa
STR1	-2.0e6	Pa	RT45	1.0	-
STR2	-1.7e6	Pa	EXTU	-0.030	-
YOUN	2.0	GPa	FCU1	-2.3e6	Pa
NU	0.25	-	HLEN	<i>dens = 0.2</i>	
RHO	2200	Kg/m <sup>3</sup>	GVAL	50.0	J

Na figura 4.7 podemos observar as curvas numéricas de comportamento do material e de resposta (força vs deslocamento) da parede.

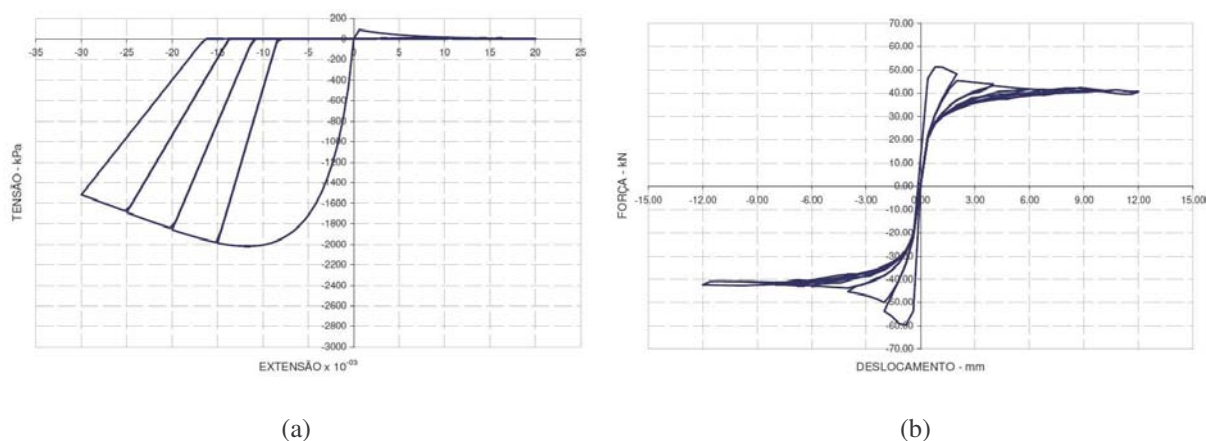


Figura 4.7 – Parâmetros iniciais. (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento).

#### 4.3.3.1.1. Parâmetros de ajuste geométrico da curva material (*EXT1*, *STR1*, *EXT* e *STR2*)

Os primeiros parâmetros a ser analisados foram os parâmetros de ajuste geométrico da curva de comportamento do material, mais precisamente (*EXT1*, *STR1*, *EXT2* e *STR2*). Estes parâmetros são usados para definir dois pontos (*P1* e *P2*) pertencentes ao ramo de compressão da curva numérica de comportamento do material e, como tal, a sua influência deve ser analisada em conjunto. Os parâmetros *EXT1* e *STR1* correspondem, respectivamente, às coordenadas *X* e *Y* do ponto *P1*, enquanto que os parâmetros *EXT2* e *STR2* correspondem respectivamente às coordenadas *X* e *Y* do ponto *P2*. Os valores das coordenadas *X* e *Y* correspondem à extensão e tensão da curva de comportamento do material respectivamente.

- **Variação simultânea das tensões (*STR1* e *STR2*)**

O aumento simultâneo de ambos os parâmetros (*STR1* e *STR2*), provoca o aumento da resistência do material à compressão e da inclinação das curvas de carga/descarga mantendo-se o valor das extensões residuais plásticas obtidas com os valores iniciais. A diminuição simultânea do valor destes parâmetros tem precisamente o efeito contrário na curva numérica de comportamento do material, (figura 4.8a).

A variação destes parâmetros praticamente não tem nenhuma influência da curva de resposta da parede (figura 4.8b). Tal acontece porque para os níveis de deslocamentos e esforços impostos, e para as características atribuídas à parede, o material trabalha praticamente todo numa zona muito linear do ramo de compressão da curva numérica de comportamento do material onde a não linearidade por compressão é praticamente nula, à excepção de algumas pequenas concentrações de compressão. A figura 4.9 permite compreender melhor a zona de funcionamento da estrutura no ramo de compressão da curva numérica de comportamento do material obtida com os parâmetros iniciais, através da representação do estado de deformação para o máximo deslocamento ( $DESL_{MAX} = 12.0\text{mm}$ ), que corresponde ao máximo valor de compressão ( $S33_{MAX} = -1.8\text{MPa}$ ) e ao máximo dano de compressão ( $d = 0.59$ ).

Assim sendo, faz sentido que o aumento dos parâmetros *STR1* e *STR2* não provoque alterações na curva de resposta uma vez que em termos de curva de comportamento do material a zona linear onde a parede funciona praticamente não se altera, (vermelho na figura 4.8a). A diminuição destes parâmetros para os níveis apresentados na figura seguinte apesar de alterar a zona linear não altera a curva de resposta da parede pelo facto de esta, praticamente só funcionar para níveis abaixo do limite linear apresentado na curva verde.

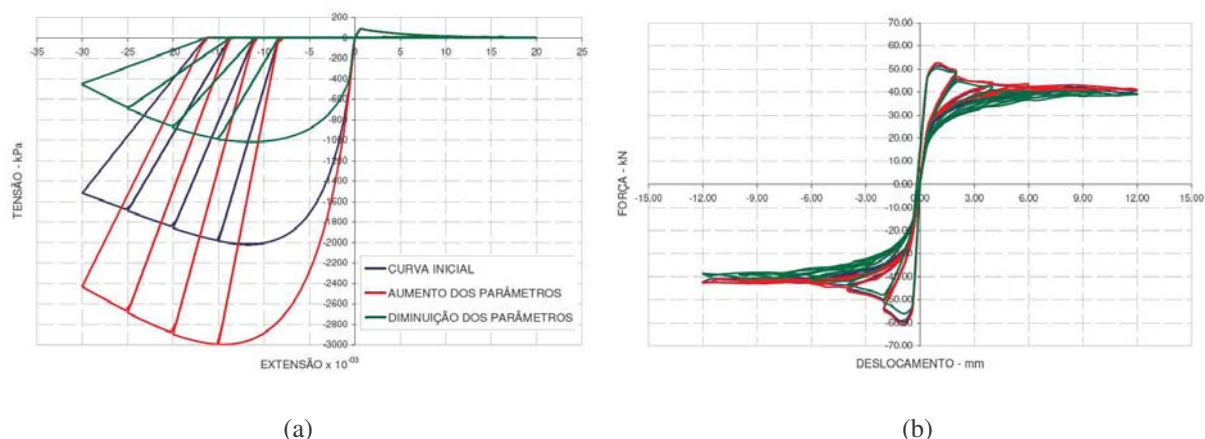


Figura 4.8 – Variação simultânea dos parâmetros STR1 e STR2. (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento).

$$DESL_{MAX} = -12.0mm$$

$$S_{33-MAX} = -1.8MPa \left( d_{MAX}^- = 0.59 \right)$$

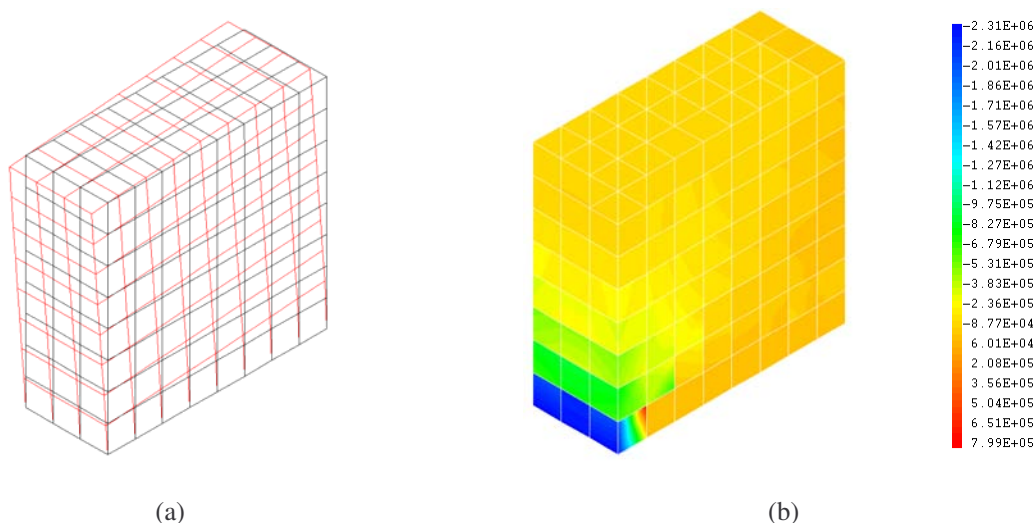


Figura 4.9 – Resultados para a curva material inicial. (a) Deformada da parede para o deslocamento imposto de -12.0mm no topo. (b) Mapa de tensões principais  $S_{33}$  para o deslocamento imposto de 12.0mm.

Constatou-se que apenas se observariam mais alterações significativas em termos de resposta da parede baixando exageradamente os parâmetros STR1 e STR2, tal como se pode observar na figura 4.10a. Os baixos valores de resistência à compressão alteram significativamente a curva numérica de comportamento do material na zona de funcionamento da estrutura, deixando de ter um comportamento praticamente linear como apresentado anteriormente, para os níveis de solicitação a que são impostos.

Na figura 4.10b constata-se que os valores de resistência da curva de resposta para estes novos parâmetros reduzidos de tensão tendem para um patamar inferior de resistência máxima de aproximadamente 35.0kN.

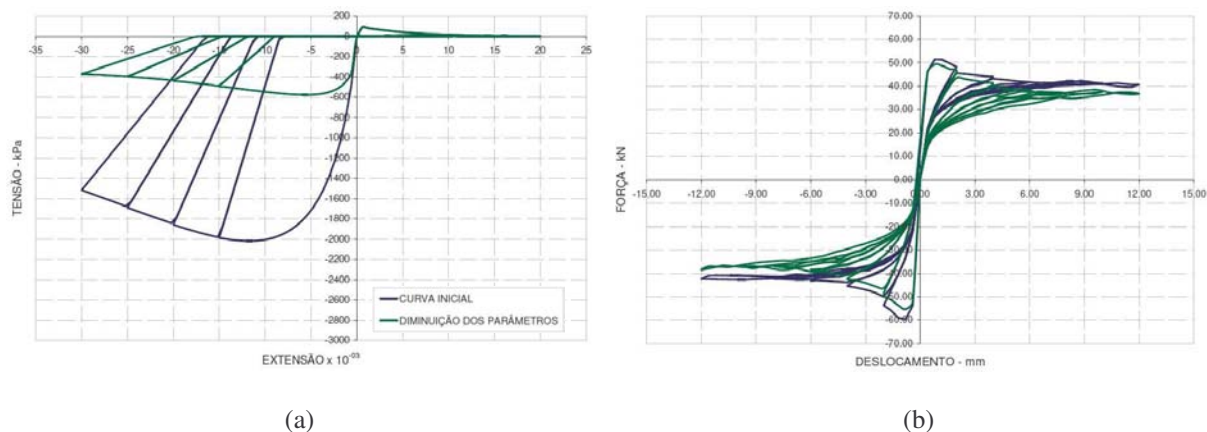


Figura 4.10 – Diminuição dos parâmetros STR1 e STR2 para níveis inferiores ao máximo valor de funcionamento da parede com os valores adoptados inicialmente. (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento).

- **Variação simultânea das extensões (EXT1 e EXT2)**

O aumento simultâneo das extensões (EXT1 e EXT2), faz com que o valor da resistência à compressão na zona não linear da curva numérica de comportamento do material aumente relativamente à situação inicial devido ao seu ajuste geométrico, (figura 4.11a). A diminuição do valor das extensões traduz-se num aumento da resistência máxima à compressão, sendo esta atingida para valores inferiores de extensão e com valores de módulo de elasticidade superiores na zona não linear ascendente do ramo de compressão da curva numérica de comportamento do material, (figura 4.11a).

Da figura 4.11b constata-se que o aumento ou diminuição destes parâmetros praticamente não afecta a curva de resposta da estrutura, o que é justificado pelo facto de a parede funcionar ainda numa zona inicial e com uma comportamento muito linear da curva numérica de comportamento axial do material onde as diferenças introduzidas na curva pela variação destes parâmetros não são muito perceptíveis.

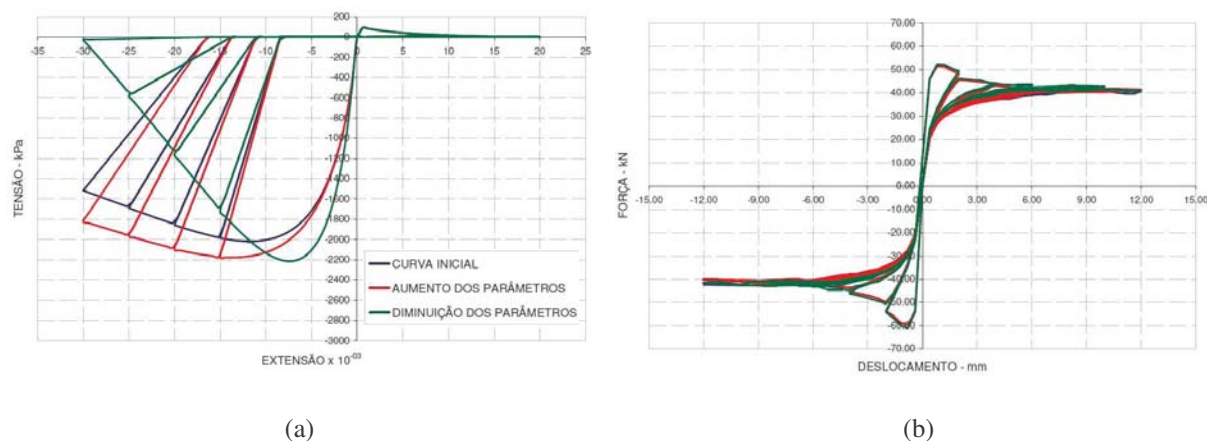


Figura 4.11 – Variação simultânea dos parâmetros EXT1 e EXT2. (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento).

- **Variação dos parâmetros STR1 e STR2 (aproximação e afastamento)**

Neste ponto analisa-se a influência da aproximação e afastamento dos dois parâmetros de tensão (STR1 e STR2) de ajuste geométrico da curva numérica de comportamento do material. Para tal fixou-se alternadamente cada um dos parâmetros fazendo variar o outro, afastando-o ou aproximando-o do valor fixado. Na figura seguinte podemos observar a variação do valor de STR2 em relação a STR1 (considerado como fixo). Aproximando o valor de STR2 do valor de STR1 verifica-se que existe uma ligeira diminuição na rigidez plástica do tramo ascendente e do valor de pico, tendendo a zona da curva pós pico para um patamar. Diminuindo o valor de STR2 e afastando-o de STR1 verifica-se precisamente o contrário, um aumento da rigidez plástica do tramo ascendente, um aumento do valor de pico de resistência à compressão, que ocorre para valores inferiores de extensão, e um comportamento pós pico mais frágil, (figura 4.12a).

Em termos de curva de resposta (força vs deslocamento) esta variação dos parâmetros STR1 e STR2 não é perceptível, porque de novo estamos a fazer variar uma zona da curva de material não solicitada no ensaio simulado, (figura 4.12b).

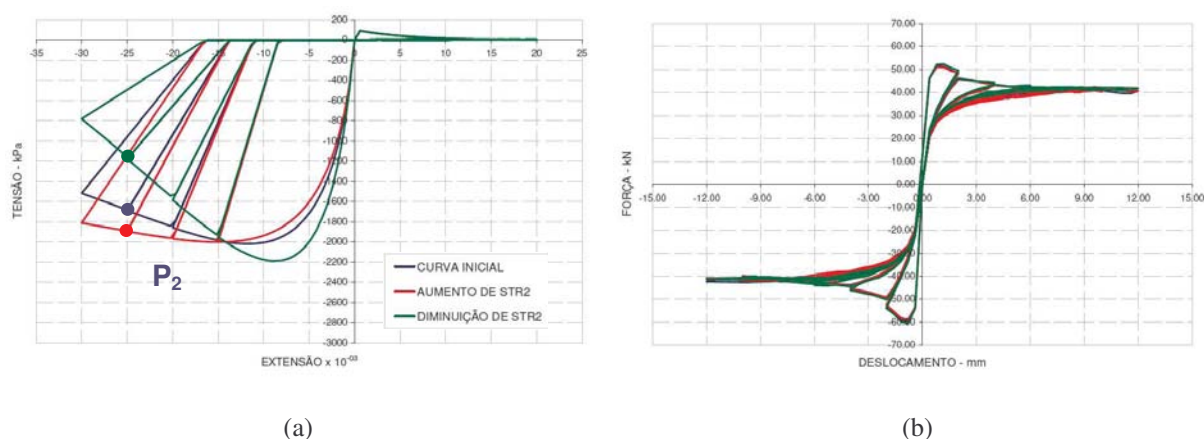


Figura 4.12 – Variação do parâmetro STR2 fixando STR1 (aproximação e afastamento). (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento).

Constatou-se também que a variação de STR1 relativamente ao valor fixo de STR2 tem a mesma influência na curva numérica de comportamento do material e de resposta da parede (considerando claro o mesmo tipo de tendência de variação).

- **Variação dos parâmetros EXT1 e EXT2 (aproximação e afastamento)**

O que se passa com os parâmetros EXT1 e EXT2 é semelhante ao descrito anteriormente para as tensões STR1 e STR2, tal como se pode observar na figura 4.13 relativa à variação de EXT2 em relação ao valor de EXT1 considerado fixo.

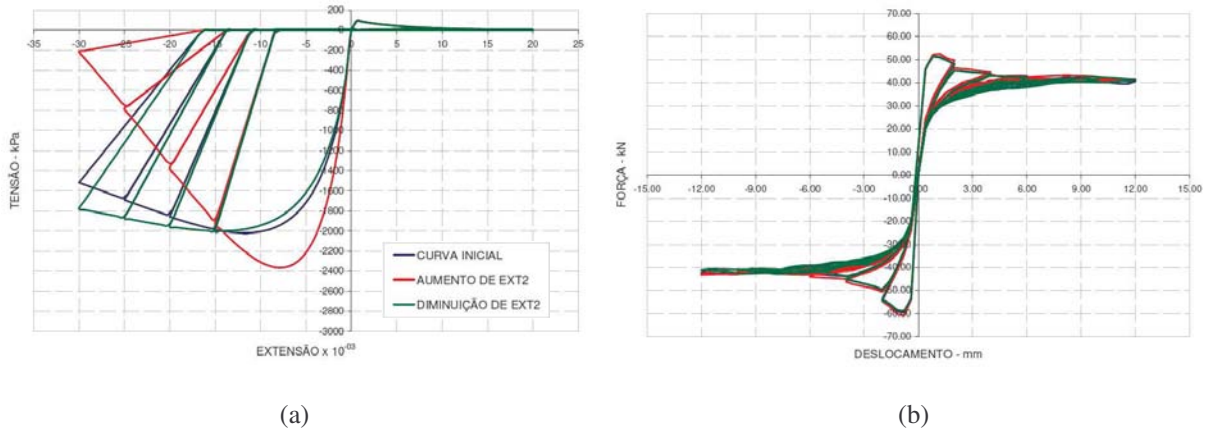


Figura 4.13 – Variação do parâmetro EXT2 fixando EXT1 (aproximação e afastamento). (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento).

#### 4.3.3.1.2. Tensão e extensão de referência para o parâmetro plástico (EXTP e STRP)

Estes dois parâmetros EXTP e STRP correspondem às coordenadas (X, Y) de um ponto  $n$  ( $P_n$ ) na zona plástica do ramo de compressão da curva numérica de comportamento do material. Assim sendo, a análise de sensibilidade em relação a estes dois parâmetros foi feita de forma conjunta, ou seja, fez-se variar a posição do ponto plástico ao longo da curva inicial entre o ponto  $P_{n1}$  até ao ponto da curva de compressão correspondente à extensão última ( $P_{n2}$ ), (figura 4.14a).

Estes dois parâmetros, juntamente com o módulo de elasticidade (YOUN), a resistência última em compressão do material (FCU1) e a resistência limite elástica linear de compressão (FC01), permitem determinar o parâmetro  $\beta_1$  através da fórmula (4.5), que aplicado na equação (4.6) determina a extensão plástica num determinado ponto  $n$  da curva de comportamento do material ( $\epsilon_n^p$ ) com base na extensão nesse mesmo ponto dada pela curva de comportamento do material ( $\epsilon_n$ ) e na extensão limite elástica do material ( $\epsilon_0$ ).

$$\beta_1 = \frac{(YOUN \times EXTP - STRP) \times FCU1}{(YOUN \times EXTP - FC01) \times (STRP + FCU1)} \quad (4.5)$$

$$\epsilon_n^p = \int_{\epsilon_0}^{\epsilon_n} \beta_1 \cdot d\epsilon_n = \beta_1 (\epsilon_n - \epsilon_0) \quad (4.6)$$

Como ponto de partida para esta análise paramétrica considerou-se, conforme definido anteriormente no quadro 4.5, que as coordenadas de ponto de referência do parâmetro plástico (EXTP, STRP) seriam coincidentes com as coordenadas do ponto P2 de ajuste geométrico da curva de comportamento do material (EXT2, STR2).



A variação do ponto  $P_n$ , em termos de comportamento do material, influencia essencialmente as trajectórias de carga/descarga, ou seja, o valor da extensão residual plástica em cada ponto. Aproximando o ponto  $P_n$  do ponto correspondente à extensão última ( $P_{n2}$ ) verifica-se que a inclinação das trajectórias de carga/descarga aumenta, o que significa que em cada ponto a extensão residual aumenta. A variação do ponto  $P_n$  no sentido contrário (aproximação da origem) tem um efeito contrário na curva de comportamento do material, (figura 4.14a).

Verificou-se que a variação do ponto  $P_n$  ao longo da zona plástica da curva de comportamento do material não tem praticamente nenhum efeito na curva de resposta da estrutura, tal como se pode observar na figura 4.14b. Isto é justificado pelo facto de a parede em compressão trabalhar numa zona da curva ainda com grande tendência linear em que a extensão residual plástica é praticamente nula.

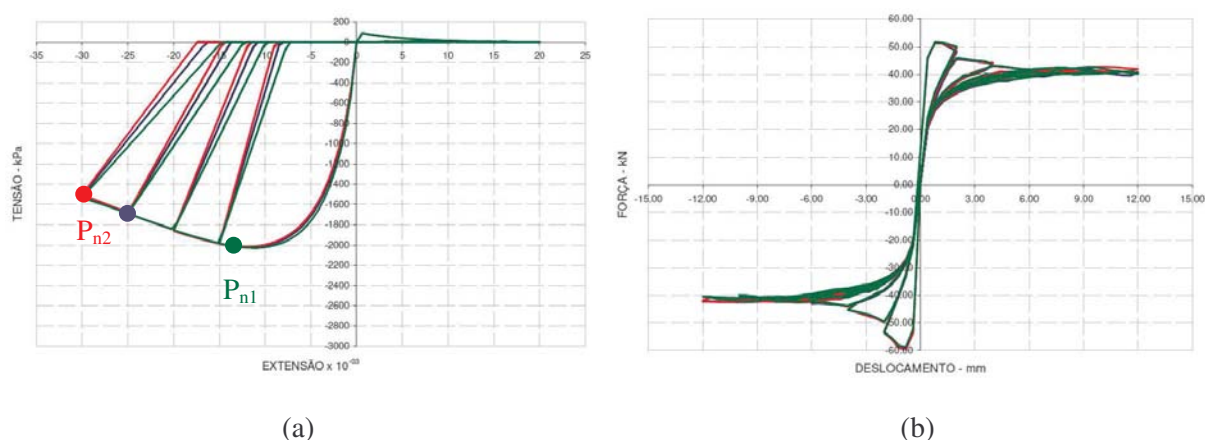


Figura 4.14 – Variação dos parâmetros STRP e EXTP. (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento).

#### 4.3.3.1.3. Módulo de Elasticidade (YOUN)

Analisa-se agora a influência do parâmetro módulo de elasticidade linear da estrutura, denominado por YOUN no modelo implementado e que inicialmente se assumiu com o valor de 2.0GPa, (Lourenço, 2001). Como se pode observar na figura 4.15a, o aumento do módulo de elasticidade linear originou as seguintes alterações na curva numérica de comportamento do material:

- O aumento espectável da rigidez no tramo linear da curva tanto em tracção como em compressão;
- Aumento da rigidez do tramo plástico de compressão que antecede o limite último de resistência à compressão, sendo este valor atingido para menores extensões;
- Aumento da rigidez das trajectórias de descarga e recarga da curva numérica de comportamento axial do material, o que significa que na equação (4.5) o aumento do módulo de elasticidade gera um aumento da extensão residual plástica do material.

- Ligeiro aumento da resistência máxima à compressão;

A diminuição do parâmetro YOUN tem precisamente o efeito contrário ao descrito anteriormente na curva de comportamento do material.

No que diz respeito à resposta da estrutura, a variação do módulo de elasticidade praticamente não introduziu alterações. O aumento do módulo de elasticidade ( $YOUN=3.0\text{GPa}$ ) introduz apenas um ligeiro aumento na rigidez inicial e da resistência máxima da estrutura, enquanto que a diminuição ( $YOUN=1.5\text{GPa}$ ) deste parâmetro tem precisamente o efeito contrário. O valor máximo e mínimo da resistência da parede registado são praticamente iguais aos obtidos para a situação inicial, (figura 4.15b).

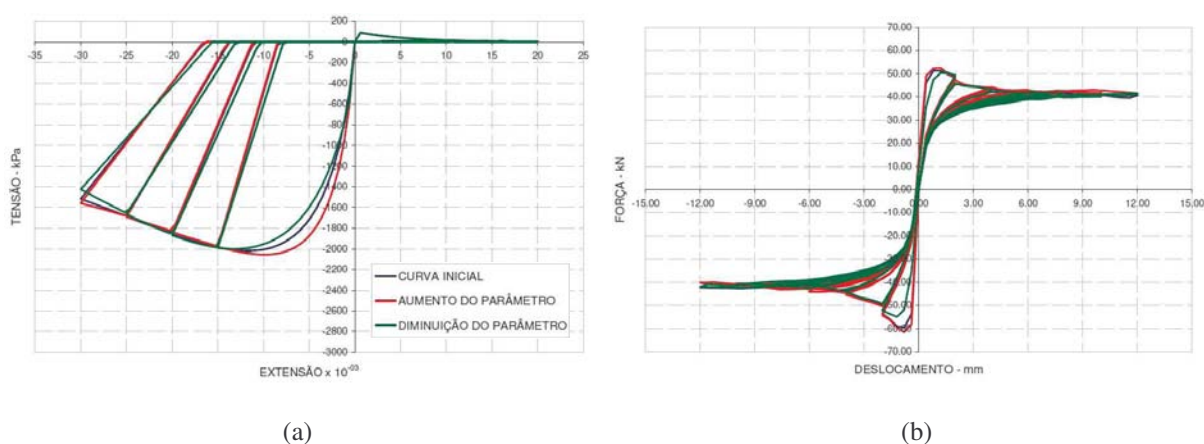


Figura 4.15 – Variação do parâmetro YOUN. (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento).

#### 4.3.3.1.4. Limite elástico de compressão (FC01)

A diminuição do valor do limite elástico de compressão quase não alterou a curva numérica de comportamento do material, uma vez que o valor adoptado inicialmente já era bastante baixo, (figura 4.16a). O aumento de FC01 para  $1000.0\text{kPa}$  originou uma ligeira diferença na fase pós pico do ramo de compressão da curva, no sentido de aumentar a inclinação da curva, ou seja, causando uma mais rápida degradação do material. Apesar deste parâmetro ter influência na definição da extensão residual plástica do material, tal como se pode observar na equação (4.5), esta extensão e a inclinação das trajectórias de descarga/recarga mantiveram-se praticamente inalteradas com a variação deste parâmetro, o que significa que um grande aumento ou diminuição deste parâmetro tem pouco “peso” na definição da extensão residual plástica do material e, consequentemente, na forma como dissipa energia.



Em termos de resposta da estrutura, o aumento de FC01 provocou um aumento do máximo esforço resistente, enquanto que a diminuição de FC01 diminui esse esforço, tendendo todas as curvas nos ciclos para o mesmo valor de esforço resistente, cerca de 40.0kN, (figura 4.16b).

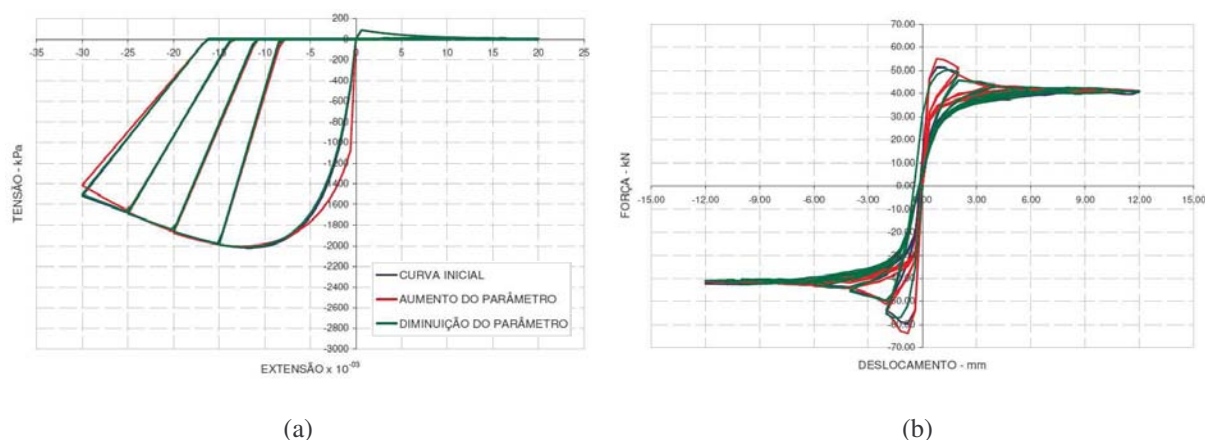


Figura 4.16 – Variação do parâmetro FC01. (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento).

#### 4.3.3.1.5. Resistência última à compressão (FCU1)

Este parâmetro não define directamente a resistência máxima de compressão do material; Trata-se de um parâmetro que em termos de modelo serve apenas para definir a extensão residual plástica do material através da equação (4.5). Em termos de influência na curva numérica de comportamento do material, verifica-se que a variação deste parâmetro altera essencialmente as curvas de descarga/recarga, o aumento de FCU1 aumenta o valor da extensão residual plástica em cada ponto de descarga/recarga aumentando também a inclinação das trajectórias. Verifica-se que como consequência do aumento deste parâmetro, a rigidez na zona não linear da curva diminui ligeiramente. A diminuição do parâmetro FCU1 tem precisamente o efeito contrário ao descrito anteriormente na curva de comportamento do material.

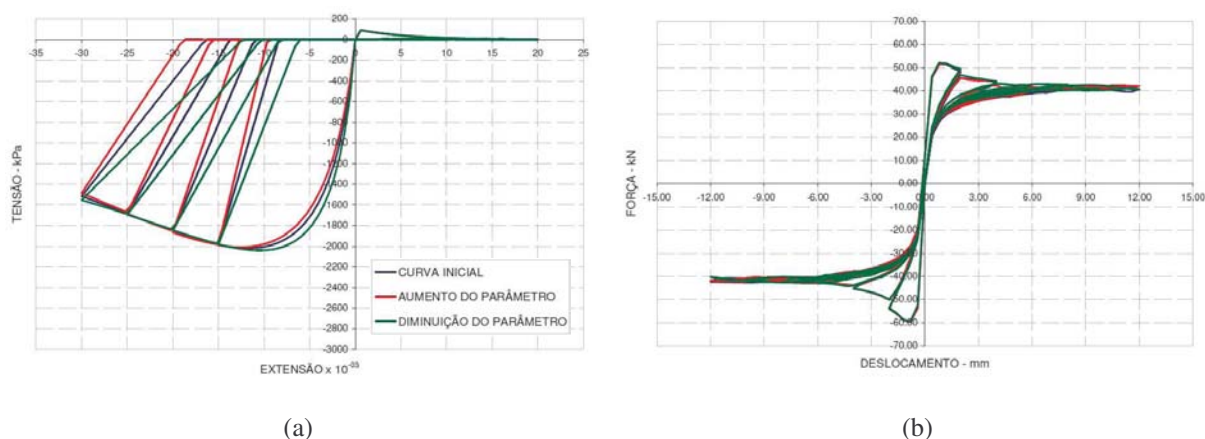


Figura 4.17 – Variação do parâmetro FCU1. (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento).

#### 4.3.3.1.6. Tensão de tracção de pico (FTU1)

A variação deste parâmetro apenas interfere no ramo de tracção da curva numérica de comportamento do material (figura 4.18a) e conduz a uma variação da resistência de pico em tracção em concordância com o valor estabelecido para o parâmetro.

Em termos de curva de resposta, o aumento de FTU1 para o dobro (200.0kPa) origina um aumento da resistência máxima em aproximadamente 20.0% no primeiro ciclo de carga em que a resistência à tracção do material ainda se encontra bastante activa. Nos restantes ciclos de carga o esforço máximo resistente tende para o mesmo valor da curva inicial ( $\approx 40.0\text{kN}$ ), correspondente ao valor dado pelo limite estático da estrutura com resistência à tracção nula. Por outro lado, a consideração de um valor inferior de resistência à tracção (50.0kPa) diminui um pouco a resistência de pico no primeiro ciclo, enquanto nos restantes ciclos também tende para o mesmo patamar de resistência da curva inicial, tal como se pode observar na figura 4.18b.

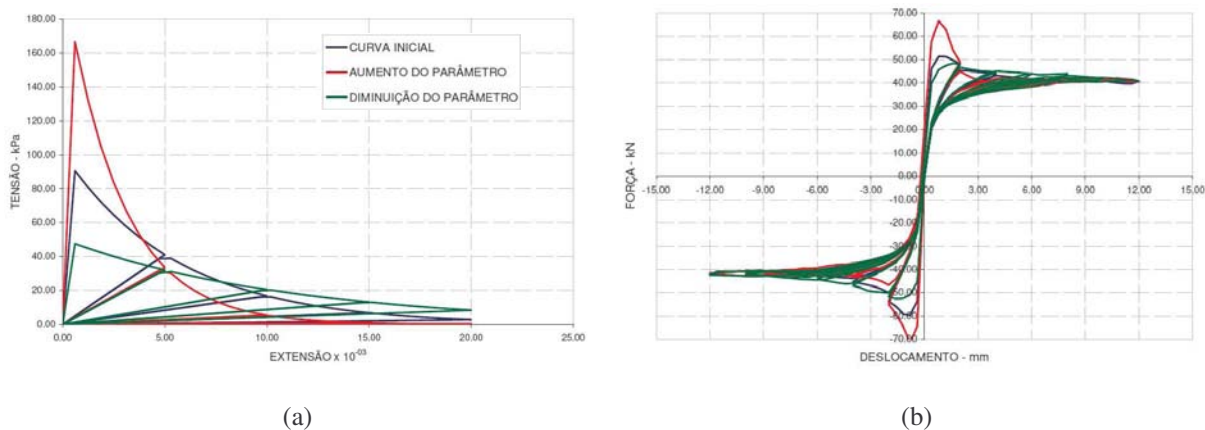


Figura 4.18 – Variação do parâmetro FTU1. (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento).

#### 4.3.3.1.7. Energia de fractura (GVAL)

Este parâmetro influi apenas no “amaciamento” do ramo de tracção da curva de comportamento do material. Quanto maior for o valor deste parâmetro mais dúctil é o comportamento à tracção; quanto menor for o seu valor mais frágil é esse comportamento, (figura 4.19a).

Em termos de resposta da estrutura (força vs deslocamento) o aumento de GVAL para 200.0J traduziu-se num aumento bastante acentuado da resistência de pico, não só do primeiro ciclo, mas também nos restantes ciclos impostos, observando-se no entanto a tendência da curva no sentido de se aproximar do patamar obtido com os valores iniciais. A diminuição do valor de GVAL fez com que o comportamento pós pico se tornasse mais frágil, o que se reflectiu numa ligeira diminuição da

resistência máxima da parede relativamente aos valores iniciais, tendendo no entanto para o mesmo patamar de resistência à medida que se incrementa a solicitação, (figura 4.19b).

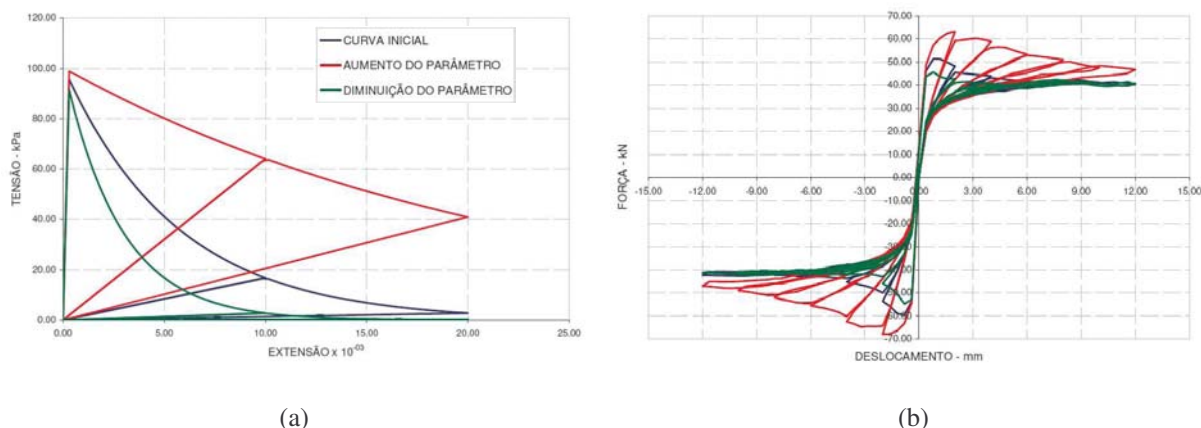


Figura 4.19 – Variação do parâmetro GVAL. (a) Curva numérica de comportamento do material (tensão vs extensão). (b) Curva numérica de resposta (força vs deslocamento).

#### 4.3.3.1.8. Extensão última (EXTU)

O parâmetro (EXTU) define directamente a extensão última, ou seja, o limite máximo da extensão da curva numérica de comportamento do material. A variação deste parâmetro não introduz diferenças tanto na curva numérica de comportamento do material como na curva numérica de resposta da estrutura, quando comparado com os resultados obtidos com os parâmetros iniciais.

#### 4.3.3.1.9. Principais conclusões da análise uni-paramétrica

Concluída esta análise uni-paramétrica pode-se muito sucintamente retirar as seguintes conclusões gerais:

- O módulo de elasticidade linear (YOUN) e o valor do limite elástico em compressão (FC01) definem a fase inicial linear do ramo de compressão da curva numérica de comportamento do material. Para além destes, os parâmetros de ajuste geométrico (STR1, STR2, EXT1 e EXT2) são os que mais alterações introduzem no ramo de compressão da curva de comportamento do material através da definição de pontos de passagem da curva. No entanto, a alteração destes parâmetros nem sempre se reflecte na resposta da estrutura.
- O tramo linear do ramo de tracção é definido pelo módulo de elasticidade linear (YOUN) e pela resistência de pico de tracção (FTU1), enquanto que o comportamento pós pico é definido pela energia de fractura (GVAL) e pelo tipo de lei de amaciamento definido pelo parâmetro NCRI. A variação do parâmetro GVAL altera directamente o ramo de tracção da curva de comportamento do material, o que conduz a alterações significativas na curva de resposta da parede.

- Como se adoptou uma lei exponencial ( $NCRI = 1$ ) para o comportamento pós pico do ramo de tracção da curva de comportamento do material, o parâmetro REDC deixou obrigatoriamente de ser tipo em conta neste estudo. Caso se optasse por uma lei de comportamento linear fazia sentido adoptar um valor de REDC igual ao da resistência de tracção última (FTU1) por forma a conferir à alvenaria um comportamento pós pico frágil, consistente com as características da maioria das argamassas existente em edifícios antigos.
- A variação dos parâmetros EXTP, STRP, FCU1, FC01 e YOUN fazem variar a extensão residual plástica (equação 4.5) e como tal alteram principalmente as trajectórias de descarga/recarga do ramo de compressão da curva de comportamento do material e, consequentemente, a energia dissipada pela estrutura em compressão.
- Quando estamos a lidar com um material como a alvenaria de pedra que possui uma grande capacidade de ajuste interna dos seus elementos constituintes, não faz sentido contabilizar ganho de resistência de compressão devido ao efeito de compressão biaxial, como tal, o parâmetro RT45 deve ser sempre mantido igual a 1.0.

Esta análise uni-paramétrica serviu para estudar a influência de parâmetros isoladas, mas é possível que a alteração de mais do que um parâmetro em simultâneo não implique a soma de efeitos. Neste sentido, procedeu-se em seguida a uma análise multi-paramétrica.

#### 4.3.3.2. *Análise multi-paramétrica*

A análise multi-paramétrica tomou como referência os valores adoptados na análise uni-paramétrica e ilustrados no quadro 4.3. Na sequência deste estudo foram tentadas inúmeras combinações de parâmetros no sentido de aproximar a curva numérica às curvas experimentais força vs deslocamento registadas no topo das paredes ensaiadas, prestando especial atenção à rigidez, resistência e trajectórias de descarga/recarga. Neste ajuste procurou-se respeitar os valores limites encontrados na bibliografia, e considerar na configuração da curva de comportamento do material os grandes deslizamentos registados nos ensaios. Procurou-se então a flexibilização do material, o que foi conseguido fazendo variar as extensões e o módulo de elasticidade do material. Reduziu-se ainda o valor da resistência máxima à tracção para 15.0kPa por forma a ajustar o valor máximo de resistência da estrutura, principalmente nos primeiros ciclos.

Tendo estes aspectos em conta, e após um extenso processo iterativo, que inicialmente começou com a variação individual de cada parâmetro e culminou com a variação simultânea de vários parâmetros por forma a optimizar o ajuste das curvas, foi obtida a curva numérica de comportamento do material ilustrada a vermelho na figura 4.20, correspondente aos valores do quadro 4.4 e às aproximações das curvas de resposta experimentais apresentadas na figura 4.21.

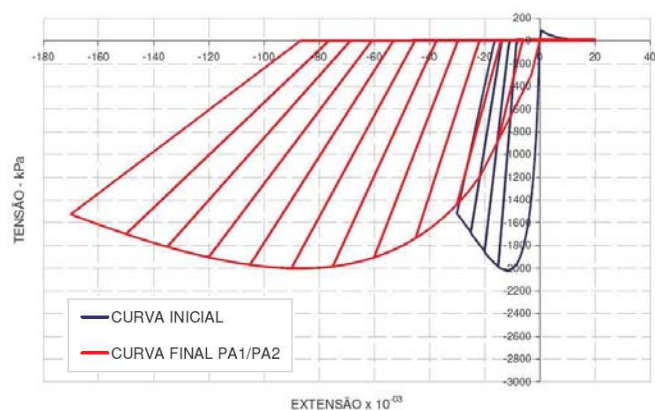
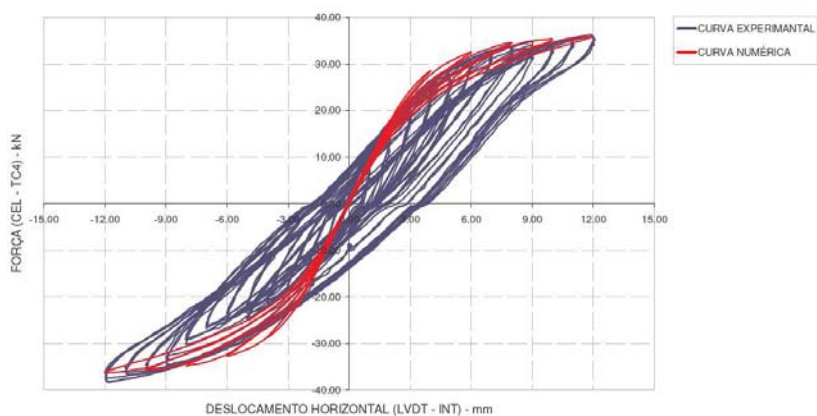


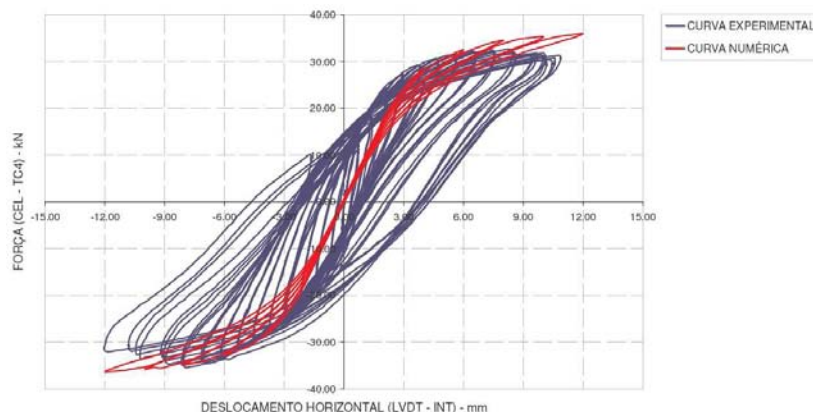
Figura 4.20 – Lei numérica de comportamento do material relativo aos valores calibrados.

Quadro 4.4 – Valores calibrados com base nos ensaios experimentais (PA1NR e PA2NR).

PARÂMETROS	VALORES	UNIDADES	PARÂMETROS	VALORES	UNIDADES
EXTP	-0.15	-	NCRI	1	-
STRP	-1.7e6	Pa	FTUL	0.15e5	Pa
EXT1	0.084	-	REDC	0.0	Pa
EXT2	-0.15	-	FC01	-3.0e5	Pa
STR1	-2.0e6	Pa	RT45	1.0	-
STR2	-1.7e6	Pa	EXTU	-0.18	-
YOUN	0.1	GPa	FCU1	-2.3e6	Pa
NU	0.25	-	HLEN	<i>dens = 0.2</i>	
RHO	2200	Kg/m <sup>3</sup>	GVAL	50.0	J



(a)



(b)

Figura 4.21 – Curvas de ajuste numérico. (a) Ensaio PA1NR. (b) Ensaio PA2NR.

#### 4.3.4. Conclusões relativas à calibração do modelo de dano com base nos ensaios PA1NR e PA2NR

Com este estudo pretendeu-se calibrar o modelo de dano contínuo para os ensaios experimentais (PA1NR e PA2NR) realizados em paredes de alvenaria de pedra e avaliar a capacidade deste modelo representar, de uma forma global, o comportamento deste tipo de estruturas.

O modelo de dano contínuo usado para simular os ensaios efectuados nas paredes PA1 e PA2 permitiu um bom ajuste em termos de capacidade resistente e de rigidez inicial de carga às curvas de resposta experimentais (força vs deslocamento) de ambas as paredes, (figura 4.21).

Contudo, foram encontradas algumas dificuldades na calibração deste modelo, principalmente porque trata-se de um modelo de fendilhação distribuída e, como tal, incapaz de captar efeitos como os de fricção que estão relacionados com o comportamento local das juntas. Assim, ao comparar-se a resposta experimental e numérica (figura 4.21) verificou-se que o modelo de dano contínuo não é capaz de representar adequadamente a rigidez de descarga ao longo dos vários ciclos e, consequentemente, a energia de dissipação das paredes ensaiadas. Mesmo tratando-se de um ajuste fenomenológico, o extenso processo de calibração dos parâmetros do modelo de dano não permitiu ultrapassar este problema.

O ajuste numérico deste tipo de modelo a partir de resultados globais obtidos em ensaios experimentais em espécimes de dimensão reduzida quando comparados com a dimensão real, como sejam os realizados no LESE, exige muito cuidado uma vez que se pode ser induzido em erro com facilidade. É possível, por exemplo, obter melhores aproximações às curvas de resposta experimentais baixando muito a resistência à compressão, para valores irreais, obrigando o modelo a dissipar mais energia por compressão, figura 4.22.



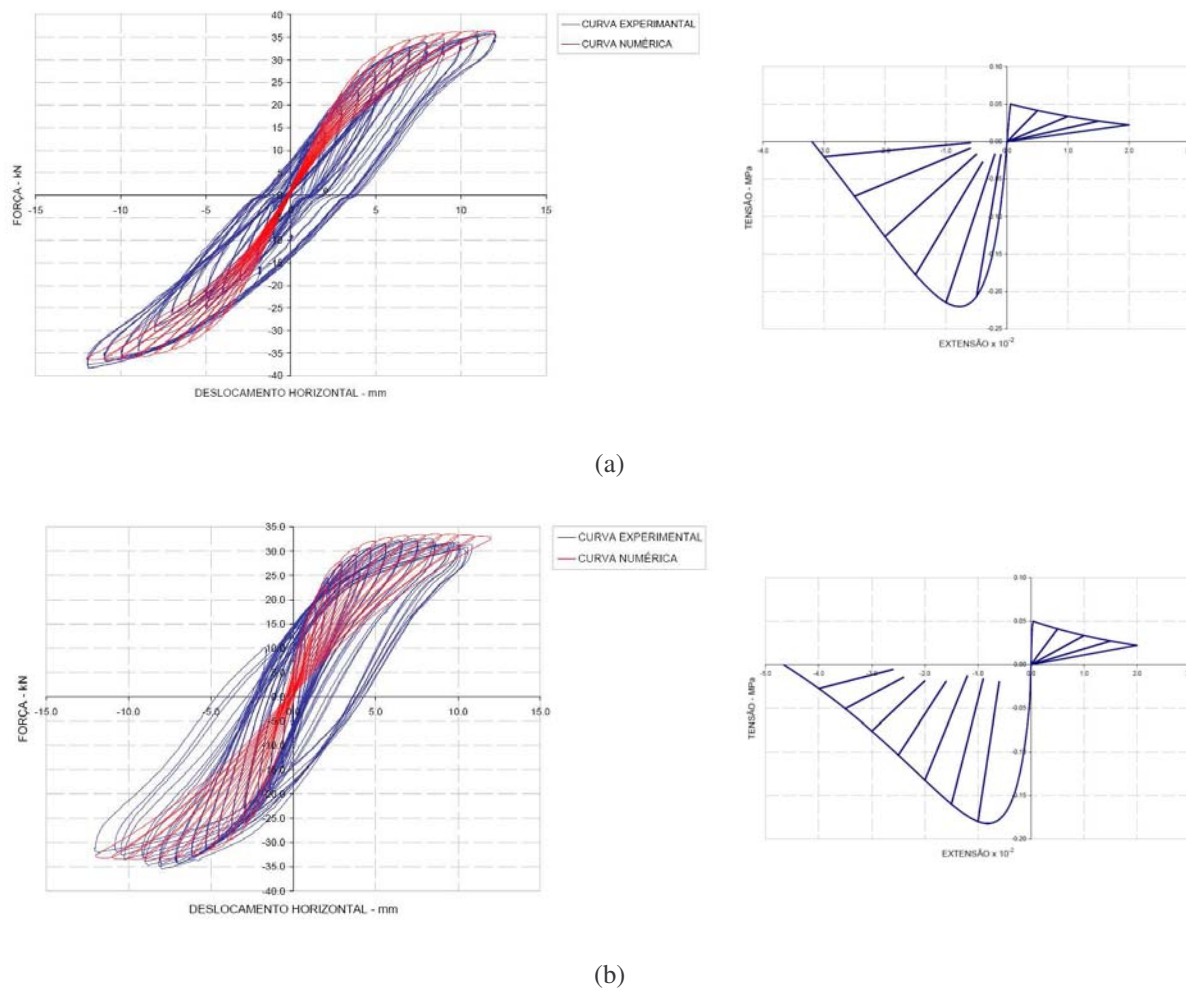


Figura 4.22 – Curva de ajuste numérico. (a) Ensaio PA1NR. (b) Ensaio PA2NR.

Apesar das limitações encontradas, considera-se que o modelo é potencialmente capaz de representar o comportamento global de grandes massas de alvenaria.

Com base nos resultados e conclusões obtidas para a calibração do modelo de dano a partir dos ensaios experimentais PA1NR e PA2NR, decidiu-se também adoptar resultados experimentais encontrados na bibliografia relativos a este tipo de estrutura e proceder à calibração do modelo de dano com base nesses resultados.

#### 4.4. CALIBRAÇÃO E VERIFICAÇÃO DO MODELO DE DANO CONTÍNUO COM BASE NUM CASO DA BIBLIOGRAFIA

##### 4.4.1. Introdução

Nesta fase do estudo, o processo de calibração adoptou como ponto de partida resultados experimentais apresentados no trabalho de doutoramento de Graça Vasconcelos (Vasconcelos, 2005). Trata-se de um trabalho essencialmente experimental, direccionado para a caracterização do comportamento mecânico de estruturas de alvenaria de pedra. Para o presente trabalho tiveram especial interesse os resultados obtidos nos ensaios à compressão realizados em colunas de alvenaria de pedra e nos ensaios cíclicos quasi-estáticos no plano realizados em paredes de alvenaria de pedra irregular.

A calibração dos parâmetros do modelo de dano contínuo com base nestes resultados experimentais, foi realizada definindo o ramo de compressão da curva de comportamento do material, com base em ensaios de compressão efectuados em colunas de alvenaria de granito irregular sobreposto com juntas de argamassa de cal. Os parâmetros de tracção foram assumidos como descrito no ponto anterior. Estes parâmetros depois de incluídos no modelo foram utilizados na simulação dos ensaios experimentais cíclicos em paredes de alvenaria irregular executados pela mesma autora, comparando-se no final as curvas de resposta experimentais e numéricas por forma a avaliar a capacidade do modelo de dano contínuo de simular estes ensaios.

##### 4.4.2. Calibração da curva de comportamento do material com base nos ensaios à compressão

Graça Vasconcelos (Vasconcelos, 2005), ensaiou à compressão 3 colunas de alvenaria de granito irregular ligados por argamassa de cal com uma resistência aos sete dias de  $3.0\text{N/mm}^2$ . O ensaio de compressão foi realizado de acordo com o setup de ensaio ilustrado na figura 4.23.

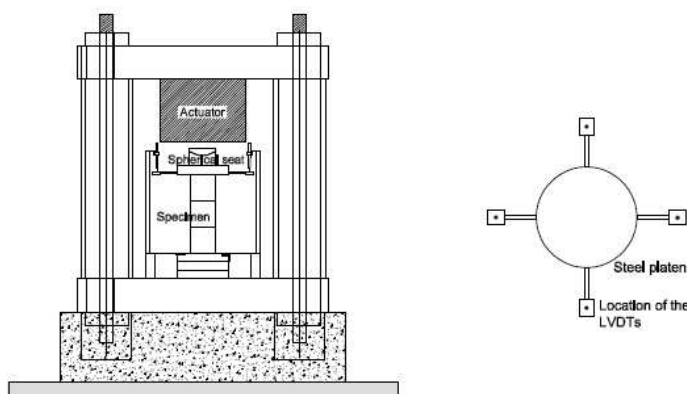


Figura 4.23 – Setup de ensaio das colunas à compressão, (Vasconcelos, 2005).



As colunas ensaiados (figura 4.24) eram constituídos por blocos de pedra irregular cúbicos ( $150.0 \times 150.0 \times 150.0 \text{ mm}^3$ ) e por uma camada de argamassa com uma espessura de 10.0mm entre blocos, representando um método construtivo tipicamente usado em construções na zona norte de Portugal. Estes espécimes foram deixados a curar no laboratório durante sete dias antes de serem ensaiados.

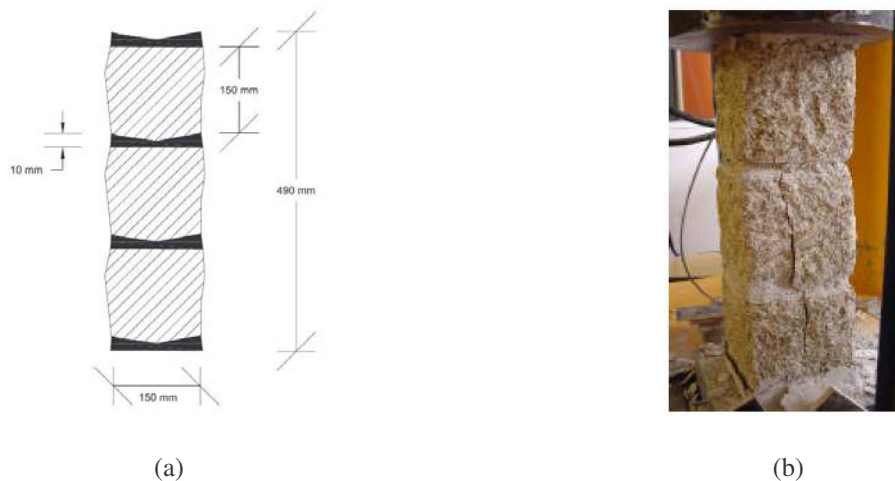


Figura 4.24 – Espécime ensaiado à compressão  $E_{AI}$  (Vasconcelos, 2005).

Foram obtidas para estes ensaios de compressão as curvas de comportamento do material (tensão vs extensão) ilustradas na figura 4.25 (C1, C2 e C3).

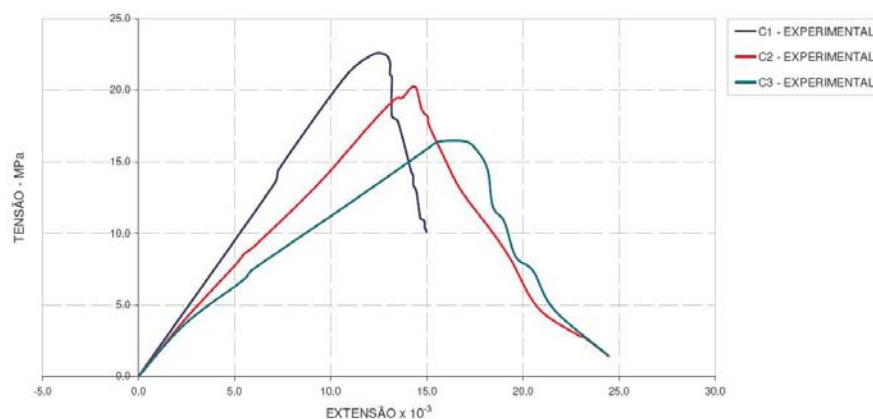


Figura 4.25 – Curvas de comportamento do material (ramo de compressão) dos espécimes de alvenaria irregular ( $E_{AI}$ ) submetidos a uma acção de compressão monotónica (C1, C2 e C3).

Foi criado um modelo numérico deste espécime seguindo o mesmo princípio usado na modelação das paredes no ponto 4.3.2 deste capítulo, ao qual foi aplicado uma deformação axial monotonicamente crescente semelhante à aplicada no ensaio experimental.

O modelo de dano foi então calibrado para cada uma das respostas apresentadas na figura anterior. Nesta calibração alguns dos parâmetros do modelo de dano, como sejam os dois pontos de ajuste das curvas (STR1, EXT1) e (STR2, EXT2), o módulo de elasticidade linear (YOUN), a tensão de compressão limite elástica (FC01), a tensão de compressão última (FCU1) e a extensão de compressão

última (EXTU) foram retirados directamente de cada uma das curvas experimentais (C1, C2 e C3) e aplicados aos parâmetros do modelo. Outros parâmetros como o RHO, NU, HLEN, o RT45 e os parâmetros relativos à tracção (NCRI, REDC, FTU1 e GVAL) foram considerados iguais aos definidos inicialmente para o estudo paramétrico no quadro 4.3.

Os parâmetros EXTP e STRP que definem internamente no modelo de dano contínuo implementado a extensão residual plástica e consequentemente as trajectórias de descarga/recarga, foram definidos por forma a manter essas trajectórias praticamente verticais de acordo com os resultados obtidos para um ensaio cíclico num espécime de alvenaria irregular realizado pela autora, e que é apresentado na figura seguinte.

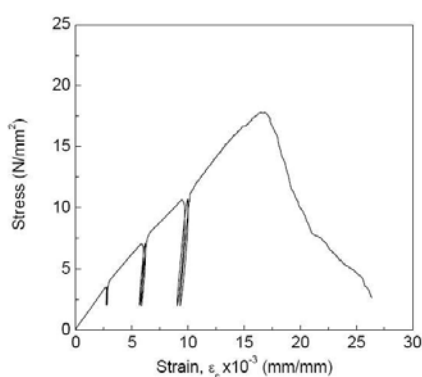


Figura 4.26 – Curvas de comportamento do material (ramo de compressão) de um espécime de alvenaria irregular ( $E_{AI}$ ) submetido a uma acção cíclica, (Vasconcelos, 2005).

No final deste ajuste obtiveram-se para os parâmetros do modelo de dano os valores ilustrados nos quadros 4.5 a 4.7.

Quadro 4.5 – Valores calibrados com base na curva C1.

PARÂMETROS	VALORES	UNIDADES	PARÂMETROS	VALORES	UNIDADES
EXTP	-0.11	-	NCRI	1	-
STRP	-1.6e8	Pa	FTUL	1.0e5	Pa
EXT1	-0.0129	-	REDC	0.0	Pa
EXT2	-0.0134	-	FC01	-12.5e6	Pa
STR1	-2.15e7	Pa	RT45	1.0	-
STR2	-1.98e7	Pa	EXTU	-0.015	-
YOUN	1.90e9	Pa	FCU1	-2.25e7	Pa
NU	0.25	-	HLEN	<i>dens</i> = 0.2	
RHO	2200	Kg/m <sup>3</sup>	GVAL	50.0	J

Quadro 4.6 – Valores calibrados com base na curva C2.

PARÂMETROS	VALORES	UNIDADES	PARÂMETROS	VALORES	UNIDADES
EXTP	-0.11	-	NCRI	1	-
STRP	-1.6e8	Pa	FTUL	1.0e5	Pa
EXT1	-0.0142	-	REDC	0.0	Pa
EXT2	-0.0147	-	FC01	-5.0e6	Pa
STR1	-2.02e7	Pa	RT45	1.0	-
STR2	-1.97e7	Pa	EXTU	-0.0245	-
YOUN	1.46e9	Pa	FCU1	-2.1e8	Pa
NU	0.25	-	HLEN	<i>dens</i> = 0.2	
RHO	2200	Kg/m <sup>3</sup>	GVAL	50.0	J

Quadro 4.7 – Valores calibrados com base na curva C3.

PARÂMETROS	VALORES	UNIDADES	PARÂMETROS	VALORES	UNIDADES
EXTP	-0.022	-	NCRI	1	-
STRP	-2.2e7	Pa	FTUL	1.0e5	Pa
EXT1	-0.0162	-	REDC	0.0	Pa
EXT2	-0.0167	-	FC01	-4.0e6	Pa
STR1	-1.64e7	Pa	RT45	1.0	-
STR2	-1.58e7	Pa	EXTU	-0.0245	-
YOUN	1.30e9	Pa	FCU1	-1.75e7	Pa
NU	0.25	-	HLEN	<i>dens</i> = 0.2	
RHO	2200	Kg/m <sup>3</sup>	GVAL	50.0	J

Apresentam-se na figura seguinte as curvas materiais numéricas (ramo da compressão) correspondentes aos valores dos quadros anteriores e a sua comparação com os resultados experimentais. Como se pode observar, foi possível obter com este modelo uma boa concordância entre os resultados experimentais e numéricos, para todas as curvas.

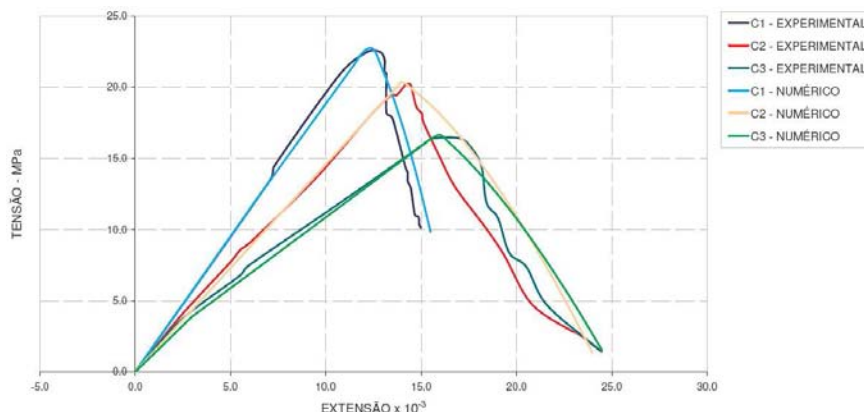
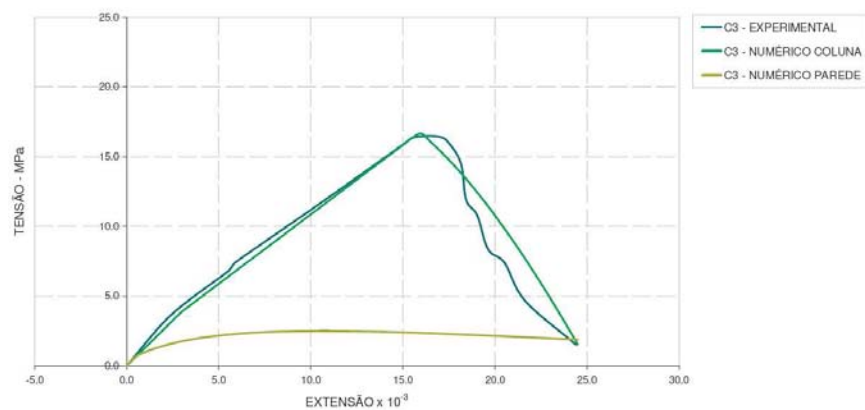


Figura 4.27 – Comparação entre as curvas experimentais e numéricas de comportamento axial dos materiais (ramo da compressão).

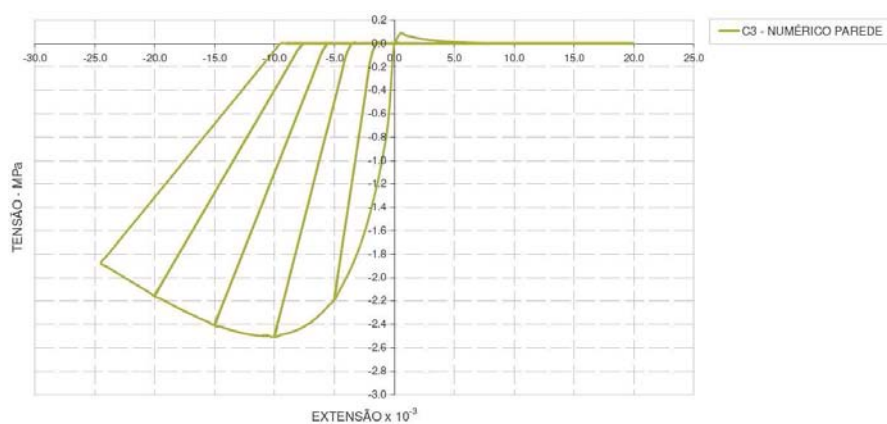
Para a continuação deste estudo optou-se por assumir apenas uma das curvas de comportamento do material em compressão, nomeadamente a curva C3. Pelo facto de os ensaios de compressão simples, que serviram de base à calibração do modelo numérico, serem efectuados em colunas de alvenaria e não em paredes de alvenaria, os valores de resistência à compressão do material aparecem sobrestimados comparativamente com os encontrados na bibliografia.

Em (Priestley, 2007) a resistência média à compressão para este tipo de parede é definida com base no código italiano e varia entre 1.5 e 2.0MPa, valores estes que são bastante inferiores aos obtidos por Graça Vasconcelos para as colunas de alvenaria de pedra. Para além disso, nos ensaios cíclicos ocorrem fenómenos tais como a fissuração diagonal que reduzem bastante a resistência do material e que não são consideradas em ensaios de compressão axial.

Para a aplicação das características C3 na simulação de paredes de alvenaria, estas tiveram que ser ajustadas através da aplicação um factor de 0.15 aos valores das tensões de compressão definidas para C3 por forma a termos valores de resistência à compressão dentro da ordem de grandeza encontrada na bibliografia, neste caso 2.5MPa. Na figura 4.28 encontram-se ilustrados os ramos de compressão das curvas experimentais e numéricas (C3) de comportamento do material do ensaio à compressão nas colunas de alvenaria e ainda a verde claro a curva numérica “escalada” para aplicação a paredes de alvenaria correspondente aos parâmetros ilustrados no quadro 4.8, os quais foram aplicados posteriormente aos ensaios cíclicos das paredes de alvenaria de pedra realizados pela mesma autora.



(a)



(b)

Figura 4.28 – Curva numérica de comportamento do material C3 calibrada para paredes de alvenaria.

Quadro 4.8 – Valores calibrados para as paredes de alvenaria com base na curva C3.

PARÂMETROS	VALORES	UNIDADES	PARÂMETROS	VALORES	UNIDADES
EXTP	-0.022	-	NCRI	1	-
STRP	-0.33e7	Pa	FTUL	1.0e5	Pa
EXT1	-0.0132	-	REDC	0.0	Pa
EXT2	-0.0157	-	FC01	-0.8e6	Pa
STR1	-0.246e7	Pa	RT45	1.0	-
STR2	-0.237e7	Pa	EXTU	-0.0245	-
YOUN	1.3e9	Pa	FCU1	-0.263e8	Pa
NU	0.25	-	HLEN	<i>dens</i> = 0.2	
RHO	2200	Kg/m <sup>3</sup>	GVAL	50.0	J

#### 4.4.3. Ensaios cíclicos

Graça Vasconcelos (Vasconcelos, 2005) submeteu várias paredes de alvenaria (irregulares segundo a autora - WI) de um paramento (figura 4.29) a uma acção cíclica e a uma compressão axial aplicadas no topo e no plano das paredes. São paredes que consistem na assemblagem de pedras com forma semelhante mas com dimensões variáveis unidas com argamassa semelhante à usada nas colunas de alvenaria. As paredes ensaiadas tinham 1.2m de altura por 1.0m de largura e uma espessura de 0.20m. As dimensões das paredes e blocos de pedra foram escaladas para 1:3 das paredes de uma folha que se encontram na zona norte de Portugal. Tal como se pode observar na figura seguinte, estas paredes são mais homogéneas do que as descritas no ponto 4.3 deste capítulo. Os ensaios nestas paredes foram efectuados sete dias após a sua construção



Figura 4.29 – Parede de alvenaria irregular (WI) ensaiada por Graça Vasconcelos, (Vasconcelos, 2005).

Os ensaios cíclicos nas paredes foram efectuados segundo o esquema de ensaio ilustrado na figura 4.30 e seguindo uma lei de carga em que o deslocamento lateral imposto variou entre os 0 e os 40.0mm com um passo de 5.0mm, tendo sido adoptada uma velocidade de imposição de 100.0µm/s. Dos ensaios realizados para este estudo foram apenas considerados aqueles com carga vertical constante de 100kN e 250kN.

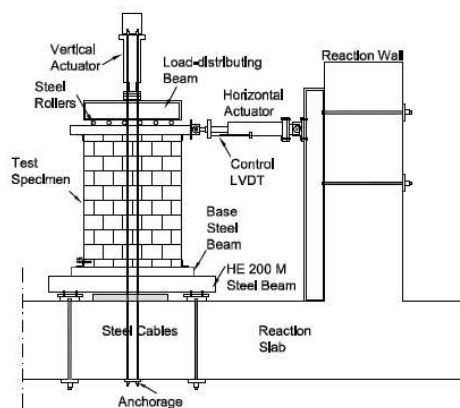


Figura 4.30 – Setup de ensaio das paredes WI, (Vasconcelos, 2005).

Os diagramas de força vs deslocamento obtidos para as paredes de alvenaria de pedra irregular considerando os diferentes níveis de carga estão ilustrados na figura seguinte.

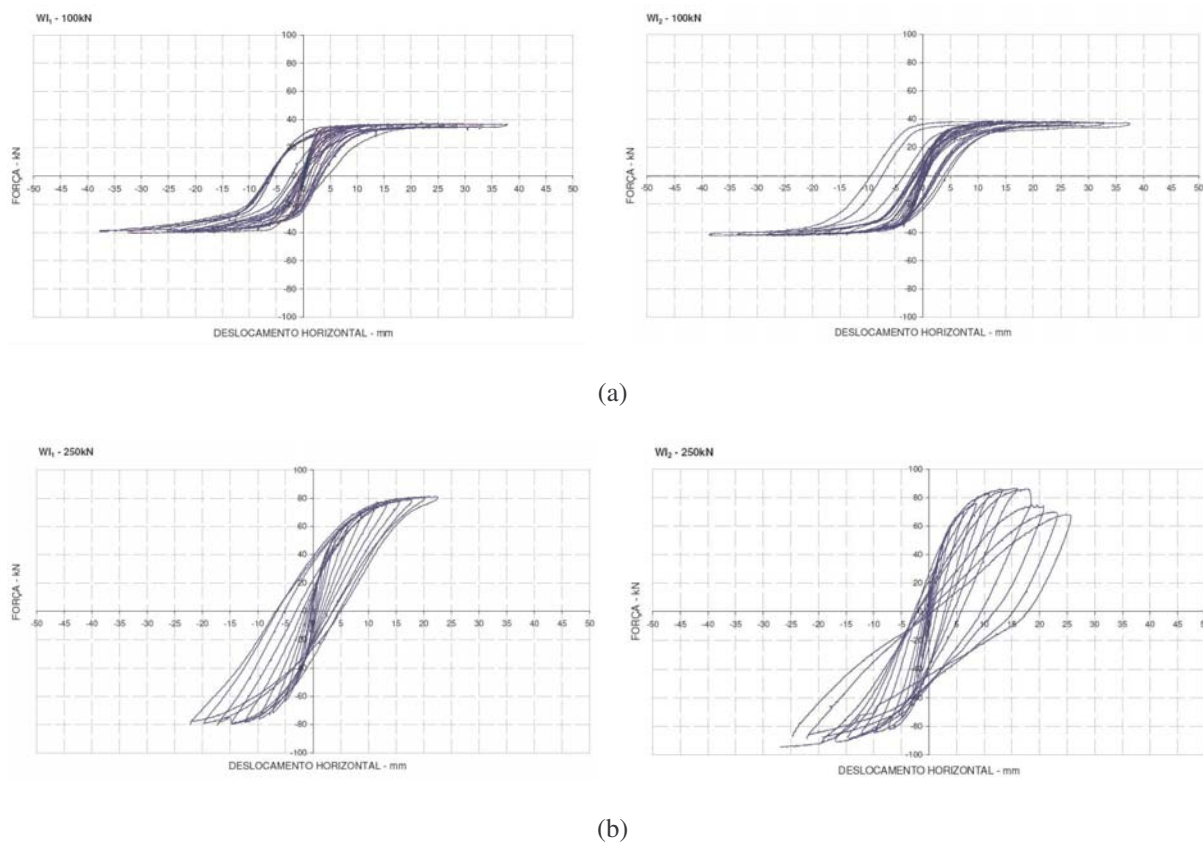


Figura 4.31 – Curva experimental de resposta (força vs deslocamento) das paredes irregulares  $WI_1$  e  $WI_2$ , (Vasconcelos, 2005). (a) Carga vertical de 100kN. (b) Carga vertical de 250kN.

Foi então criado o modelo geométrico das paredes WI ilustrado na figura 4.32, seguindo o mesmo princípio usado na simulação das paredes no ponto 4.3.2. A essa geometria foi atribuído o modelo de dano contínuo com os parâmetros apresentados quadro 4.8 por forma a verificar a reprodutibilidade dos resultados experimentais ilustrados na figura 4.31. As curvas numéricas de resposta foram obtidas assumindo os pressupostos anteriormente descritos, não tendo sido realizado qualquer ajuste à posteriori de optimização dos parâmetros, no sentido de aproximar a curva de resposta numérica à experimental.

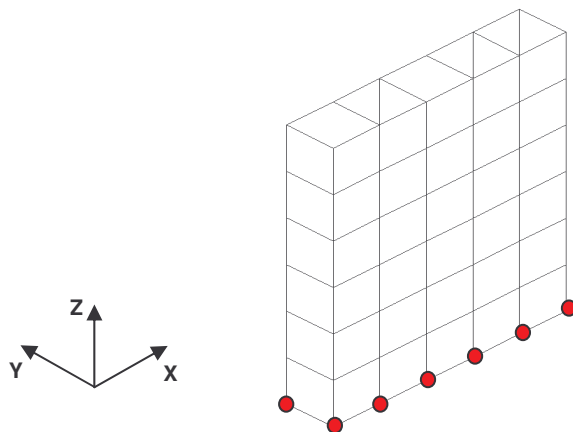


Figura 4.32 – Modelo numérico das paredes WI.

A figura 4.33 ilustra a comparação entre os resultados experimentais apresentados em (Vasconcelos, 2005) e os resultados numéricos obtidos no cálculo anteriormente descrito.

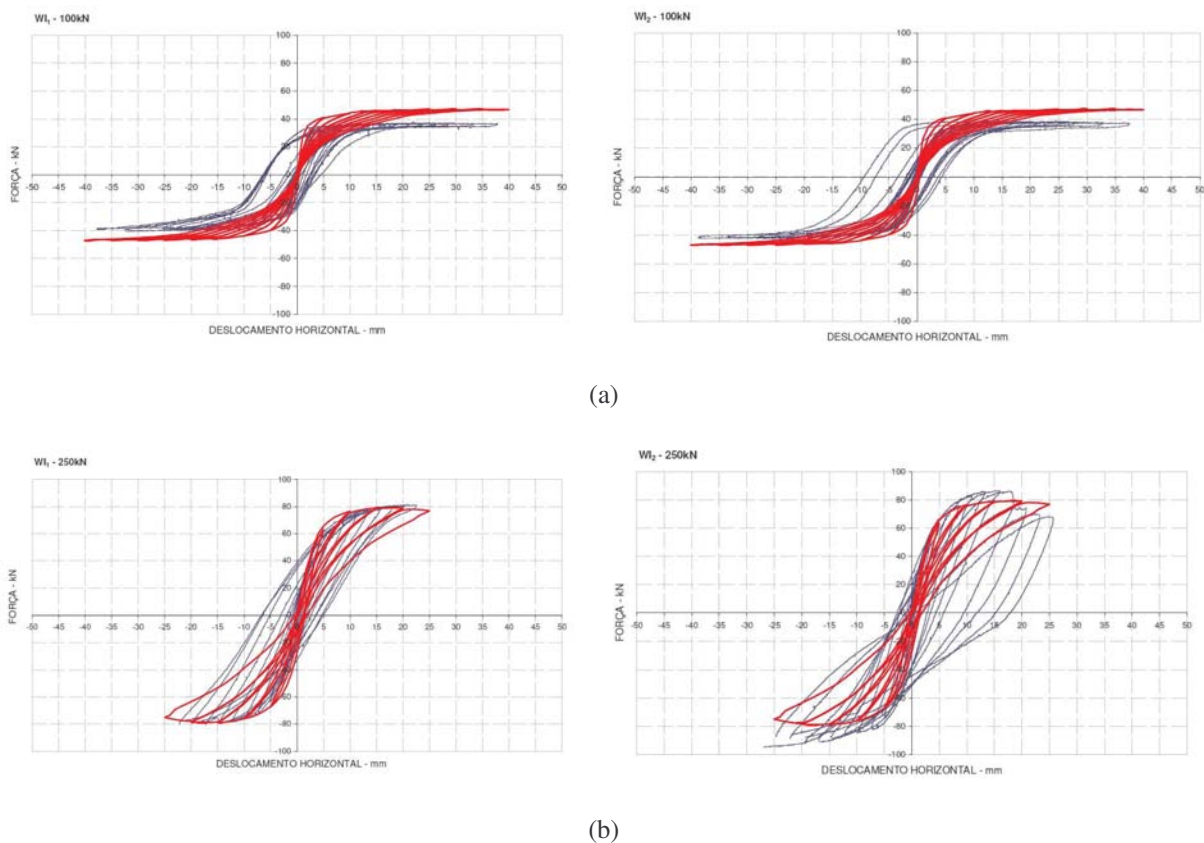


Figura 4.33 – Comparação das curvas de resposta (força vs deslocamento) experimentais com as respectivas curvas numéricas. (a)  $WI_1 - 100kN$  vs  $WI_{N1} - 100kN$  e  $WI_2 - 100kN$  vs  $WI_{N2} - 100kN$ . (b)  $WI_1 - 250kN$  vs  $WI_{N1} - 250kN$  e  $WI_2 - 250kN$  vs  $WI_{N2} - 250kN$ .



#### 4.4.4. Conclusões relativas à calibração do modelo de dano com base na bibliografia

A estratégia de calibração do modelo de dano usando os resultados da bibliografia foi diferente da descrita no ponto 4.3. Começou-se por calibrar o ramo de compressão da curva material com base em ensaios de compressão simples efectuados em colunas de alvenaria e num factor de escala e o ramo de tracção com base num valor máximo e num tipo de comportamento assumido. Com a curva de comportamento axial do material calibrada, aplicaram-se os parâmetros do modelo de dano na simulação de ensaios cíclicos com compressão axial também apresentados na bibliografia.

A análise comparativa dos resultados dos ensaios cíclicos numéricos e experimentais (figura 4.33), permitiu concluir que foi possível obter uma boa aproximação entre os dois resultados. O modelo de dano contínuo permitiu um bom ajuste em termos de capacidade resistente, rigidez inicial de carga e respondeu com a dissipação de alguma energia. Comparativamente com a calibração realizada no ponto 4.3 esta apresenta um melhor ajuste numérico.

No caso dos testes realizados por Graça Vasconcelos a força axial é maior, i.e., é maior o efeito de flexão das paredes em detrimento do deslizamento de juntas, aproximando-se para isso mais os resultados numéricos dos experimentais.

Conclui-se assim que o modelo de dano é capaz de captar os fenómenos globais principais de paredes de alvenaria. No entanto, o comportamento local, altamente dependente das particularidades geométricas, dificilmente consegue ser simulado com este modelo. Em particular, o modelo não consegue representar os deslizamentos ao longo das juntas e que reflecte um comportamento de corte altamente não linear que um modelo deste tipo não inclui. Estes fenómenos são tão mais importantes quanto menor a dimensão da parede em relação à dimensão das pedras e juntas. Em estruturas de maior dimensão, como é o caso da igreja que irá ser simulada no Capítulo 5, todos estes fenómenos se diluem e o modelo dever-se-á aproximar mais do comportamento real. Estruturas de grande dimensão como a da igreja tendem para um funcionamento mais próximo do funcionamento do material homogéneo para o qual o modelo foi construído.

## **CAPÍTULO 5** - ANÁLISE SÍSMICA DA IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO



### 5. ANÁLISE SÍSMICA DA IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

#### 5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo pretende-se efectuar uma avaliação do comportamento de uma estrutura de alvenaria de pedra submetida a uma acção dinâmica do tipo sísmico, utilizando diferentes estratégias de modelação e diferentes níveis de complexidade geométrica. Este estudo teve como base os resultados obtidos no capítulo anterior, nomeadamente as curvas numéricas de comportamento material baseadas no trabalho experimental de Graça Vasconcelos, (Vasconcelos, 2005).

O objecto deste estudo é a igreja de Gondar. A escolha desta igreja teve por base, por um lado a sua simplicidade e regularidade, tanto em termos geométricos, como de material usado na sua construção, e por outro o facto de ter sido uma estrutura estudada pelo Núcleo de Conservação e Reabilitação de Edifícios (NCREP) da FEUP ao abrigo de um protocolo entre a FEUP e a ex Direcção Geral de Edifícios e Monumentos do Norte (DGEMN).

A igreja foi analisada usando o programa de cálculo Cast3M (CEA, 1990), tendo-se focado no estudo do estado de tensão e de deformação dos diferentes elementos da estrutura da igreja, avaliando a sua resposta a acções do tipo sísmico e identificando zonas críticas. No final foi efectuada uma comparação dos resultados obtidos com as diferentes estratégias de modelação, avaliando e comentando as diferenças e a importância da consideração de análises não lineares altamente complexas e envolvendo tempos de execução elevados, quando se estuda este tipo de estruturas.

Neste capítulo foi também efectuada a análise da influência da cobertura de madeira da igreja e de algumas soluções de reforço no comportamento global da estrutura à acção sísmica.

## 5.2. DESCRIÇÃO DA IGREJA VELHA DE GONDAR

### 5.2.1. Descrição geral

A igreja de Gondar ou igreja Velha (figura 5.1) é um belo mas discreto exemplo de arquitectura religiosa, românica e gótica. Localizada numa plataforma a meio de uma encosta no interior da freguesia de Gondar, concelho de Amarante, a igreja de Gondar, também conhecida como Mosteiro de Gondar é de facto o que resta de um mosteiro beneditino fundado por volta do Século XII em honra de Santa Maria. No Século XIV o mosteiro foi extinto tornando-se numa igreja paroquial. Em 1918 a igreja foi vendida em hasta pública após ter estado durante muitos anos abandonada, (IHRU, 2001).



(a)



(b)

Figura 5.1 – Igreja de Gondar conforme se encontra actualmente.

Em 1925 esta igreja encontrava-se em ruínas, tendo-se mantido neste estado até ao século XX. Em 1978 a igreja foi classificada como imóvel de interesse público encontrando-se desde então registada no Inventário do Património Arquitectónico (IPA) da DGEMN com o n.º IPA PT011301170017. Nessa altura a Câmara Municipal de Amarante comprou as ruínas da igreja, que mais tarde, na década de 80, foram alvo de obras de recuperação e conservação da responsabilidade da DGEMN e que se arrastaram até à década seguinte e que a deixaram conforme se encontra actualmente.

A igreja Gondar tem como principal característica a sua simplicidade, a qual se estende desde a sua geometria e configuração arquitectónica até a quase inexistência de elementos decorativos, realçando-se os cachorros de apoio à cornija cujos símbolos estão relacionados com as actividades agrícolas. No interior da igreja sobressaem o arco triunfal assente em pilastras toscanas de volta perfeita (figura 5.2a) que faz a transição da nave para a capela-mor, e as três entradas principais para a nave em arco ligeiramente quebrado (figura 5.2b).



Figura 5.2 – (a) Arco triunfal. (b) Porta de entrada a Sul.

### 5.2.2. Descrição estrutural

Tipologicamente esta igreja é um edifício de planta rectangular, tal como ilustrado na figura 5.3, onde são também apresentadas as dimensões em planta da igreja com base num levantamento efectuado pela DGEMN, sendo identificadas as principais fachadas da igreja ( $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$ ,  $F_4$ ,  $F_5$ ,  $F_6$  e  $F_7$ ) por forma a facilitar análises posteriores. Trata-se de uma igreja composta por nave única com aproximadamente 7.5m de vão entre fachadas laterais, por uma capela-mor com aproximadamente 4.6m de vão entre fachadas laterais, uma sacristia de planta quadrangular adossada (Sul) à capela-mor e um pequeno campanário de dupla sineira assente na fachada a sul (figura 5.1).

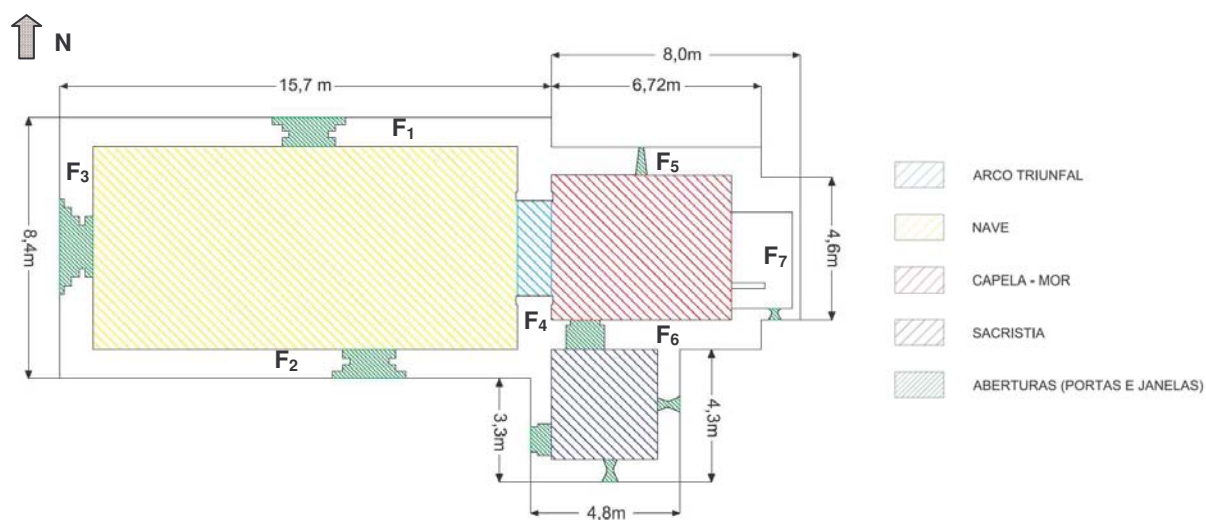


Figura 5.3 – Planta térrea da igreja de Gondar.

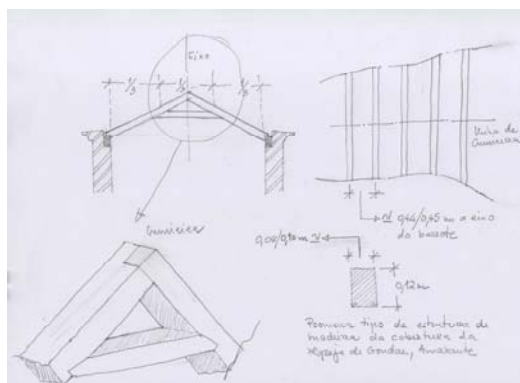
A estrutura portante da igreja é em cantaria de granito e o pavimento em lajeado de granito. As fachadas da igreja com uma espessura de aproximadamente 1.0m são de duas folhas ligadas com travadores.

A cobertura da igreja de Gondar encontra-se diferenciada em telhados de duas águas na nave e capela-mor, e de três na sacristia (figura 5.4a). As coberturas são realizadas em estrutura de madeira de carvalho composta por asnas espaçadas de 0,45m (figura 5.4b). Os elementos de madeira que compõem a estrutura de suporte apresentam todos a mesma dimensão (0.10m x 0.12m). As asnas encontram-se ligadas transversalmente pelo interior da igreja por uma forra de madeira composta por tábuas com uma espessura de (2.0cm). Pelo exterior encontram-se ligadas pelo ripado de apoio à telha.

Esta cobertura pela sua geometria e pela rigidez dos diferentes elementos que a compõem não é totalmente autoportante, introduzindo esforços horizontais nefastos nas paredes laterais de alvenaria.



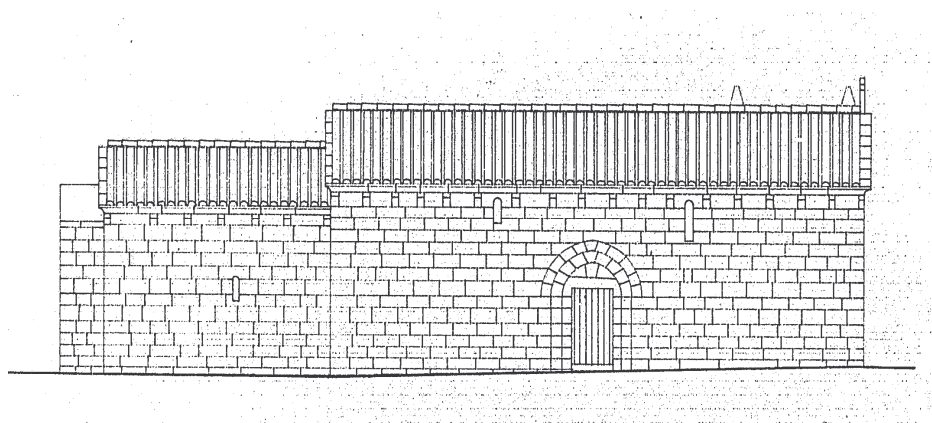
(a)



(b)

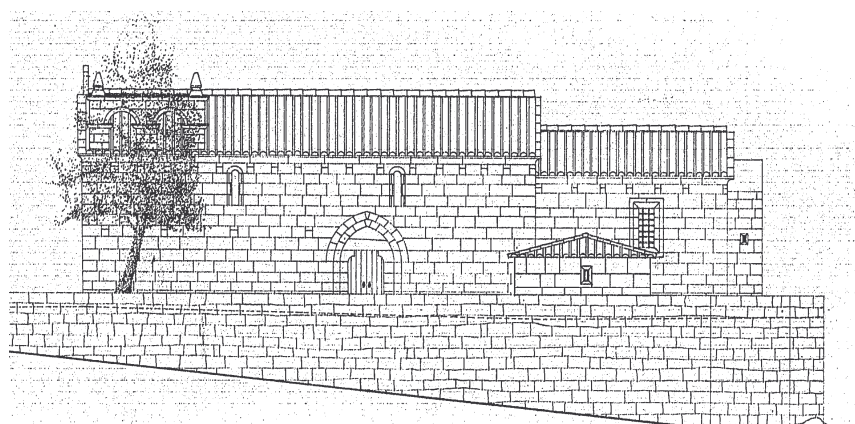
Figura 5.4 – Cobertura da igreja de Gondar. (a) Vista exterior. (b) Esquema da cobertura da igreja de Gondar da autoria do Arquitecto Augusto Costa, director da Direcção Regional dos Edifícios e Monumentos do Norte (DGEMN).

De seguida são apresentados na figura 5.5 e figura 5.6 os vários alçados da igreja de Gondar de acordo com desenhos fornecidos pela DGEMN.



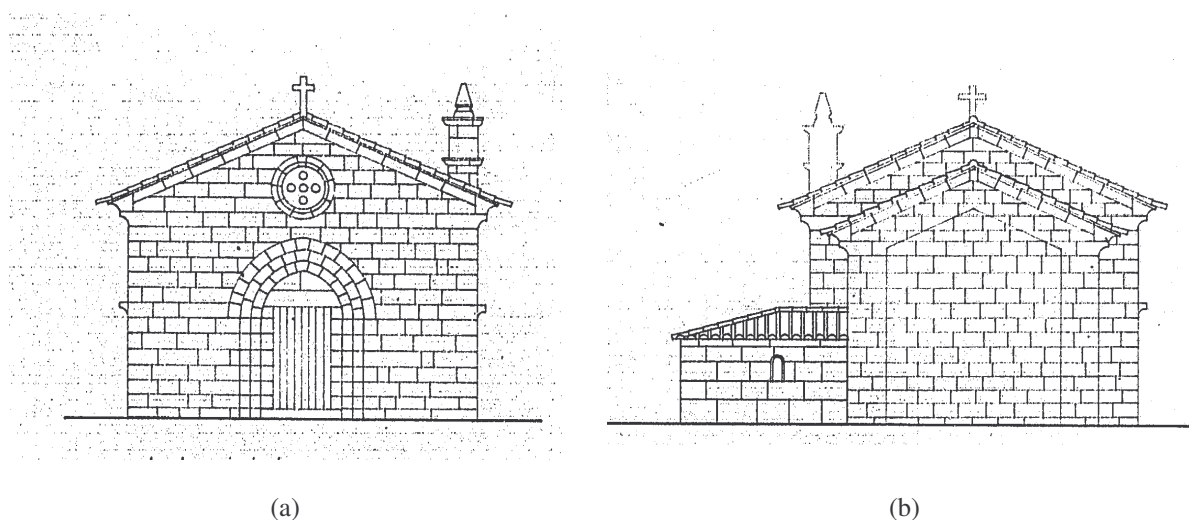
(a)



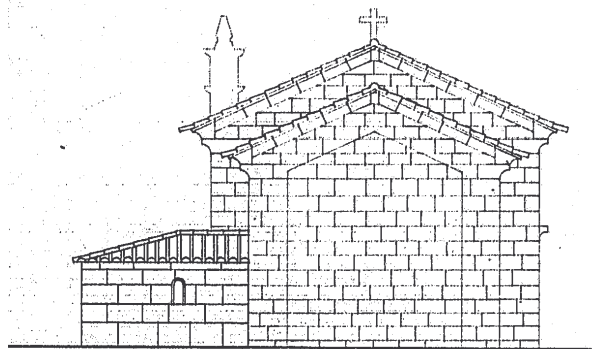


(b)

Figura 5.5 – Vistas laterais da igreja de Gondar. (a) Face Norte. (b) Face Sul.



(a)



(b)

Figura 5.6 – Vistas de topo da igreja de Gondar. (a) Face frontal. (b) Face traseira.

### 5.2.3. Situação actual

No sentido de melhor compreender a configuração da igreja e a sua situação actual, foram feitas algumas visitas de inspecção ao longo deste trabalho. Actualmente a igreja apresenta um empenamento generalizado da estrutura das paredes das fachadas laterais. Este empeno é caracterizado por uma curvatura convexa da empena Norte (figura 5.7a) e por uma curvatura côncava na primeira metade da empena Sul (figura 5.7b). A ombreira direita da porta da fachada principal apresenta também algum empenamento que é concordante com os empenos visíveis nas fachadas laterais (figura 5.7c).



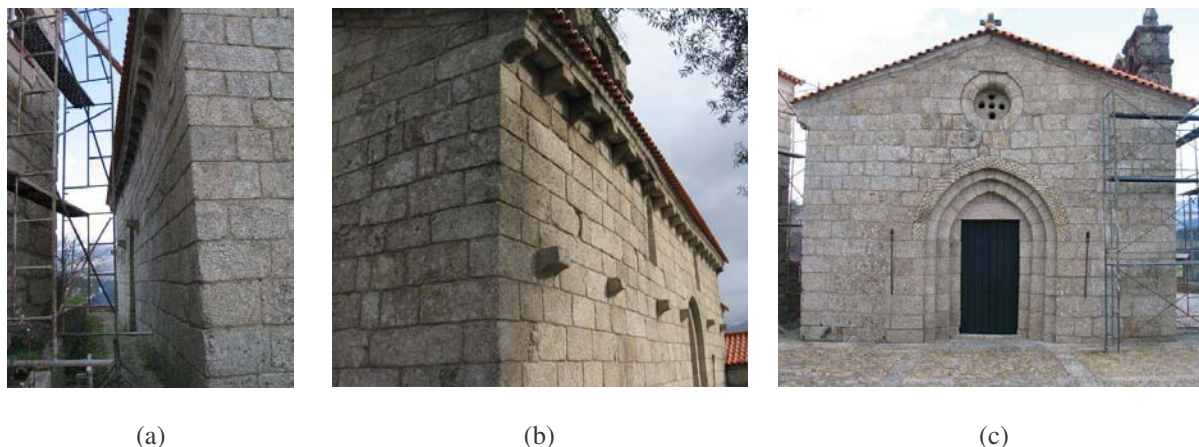


Figura 5.7 – Igreja de Gondar. (a) Empena Norte. (b) Empena Sul. (c) Fachada principal.

As fachadas da igreja são de folha dupla, sendo visível na empena lateral Sul que a folha exterior da parede se destacou da folha interior tendo os travadouros ficado “agarradas” à folha interior (figura 5.8a e figura 5.8b). Pelo interior da igreja não se detectam empenos visíveis das paredes, ou seja, das folhas interiores das fachadas.

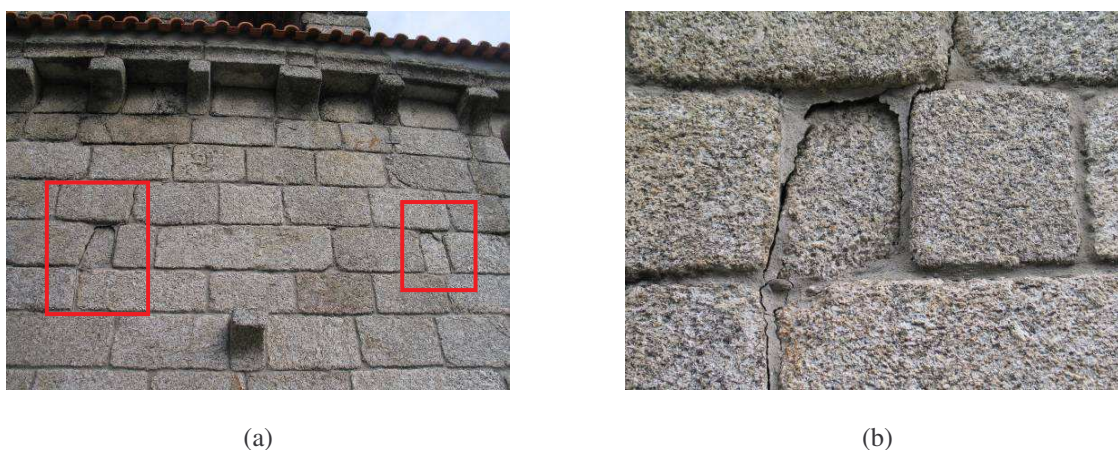


Figura 5.8 – (a) Travadouros solidários com a folha interior da empena Sul da igreja. (b) Pormenor da ligação de um travadouro.

É possível ainda observar alguma fissuração/abertura de junta em elementos de granito, quer ao nível da fachada principal (figura 5.9a), quer nas empenas laterais. Note-se que algumas destas fissuras, bem como o descolamento dos travadouros da folha exterior da alvenaria da empena Sul, encontram-se refechados com argamassa de cimento, denunciando uma situação antiga que entretanto terá evoluído (figura 5.9b).

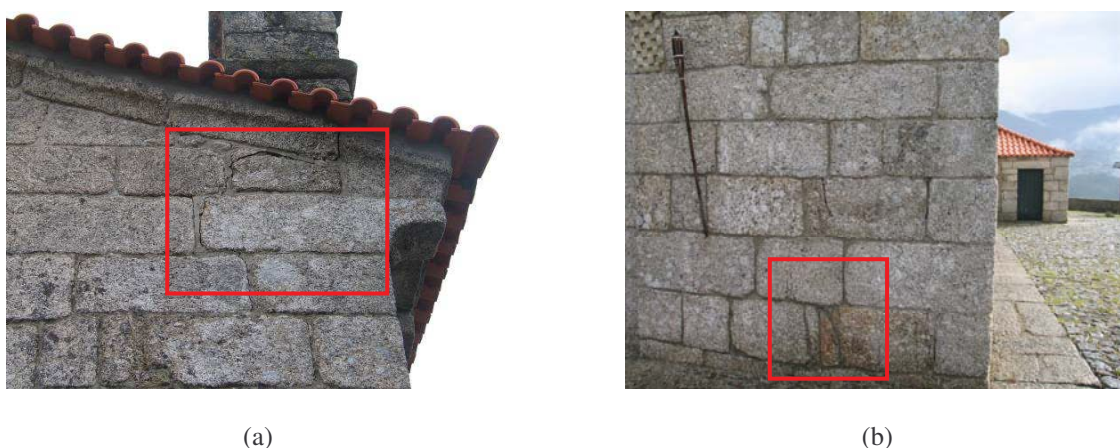


Figura 5.9 – (a) Fissuração na fachada principal. (b) Fissura refechada na fachada principal.

O facto da torre de dupla sineira, que se situa na empena lateral Sul, se encontrar apoiada praticamente só no alinhamento da folha exterior da parede de granito pode estar a acelerar um processo não recente de separação das duas folhas, eventualmente iniciado ou acelerado pela infiltração de água. Por outro lado, as cargas introduzidas pela cobertura, pelo facto de esta não ser autoportante, ou ainda a demolição do corpo adossado à fachada Sul podem ter contribuído para esta situação. Actualmente a cobertura encontra-se em bom estado, assim como se encontram em bom estado os rufos da torre de dupla sineira, figura 5.10.



Figura 5.10 – Rufagem da empena da torre sineira.

### 5.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA IGREJA VELHA DE GONDAR

#### 5.3.1. Introdução

A modelação numérica da igreja de Gondar foi realizada no programa de análise estrutural Cast3M (CEA, 1990). Trata-se de um código de computador para a análise de estruturas pelo método de elementos finitos. Este código foi desenvolvido pelo Commissariado Francês da Energia Atómica (CEA). O desenvolvimento do Cast3M está contido dentro de uma actividade de pesquisa no campo da mecânica, tendo como objectivo definir um instrumento de elevado nível, capaz de ser usado como suporte válido para o projecto, dimensionamento e a análise das estruturas e dos componentes, tanto no campo nuclear como no sector industrial tradicional. Cast3M apresenta um sistema completo integrando não só funções do cálculo, mas também das funções da construção do modelo (pré-processamento) e de processamento dos resultados (pós-processamento). Este programa é indicado para este tipo de estudo uma vez que torna possível tratar:

- problemas da mecânica estrutural no campo estático e dinâmico;
- problemas não-lineares materiais e geométricos.

Na modelação da igreja foram usadas diferentes estratégias, que englobaram diferentes níveis de complexidade/detalhe geométrico da estrutura, a aplicação ou não do modelo não linear de dano contínuo ao material e ainda diferentes tipos de elementos finitos. No quadro 5.1 são discriminadas e colocados segundo uma ordem crescente de complexidade as diferentes estratégias de modelação utilizadas.

Neste estudo começou-se por adoptar uma estratégia de modelação mais simples, não só em termos geométricos, mas também no tipo de comportamento do material e no tipo de elemento finito usado: Modelo de casca com comportamento linear elástico – MSCL. Esta primeira abordagem serviu como ponto de partida neste estudo numérico, permitindo obter uma primeira simulação do comportamento da estrutura, identificando zonas de maior potencial crítico. Seguidamente, considerou-se uma modelação da igreja com elementos de volume, aplicando primeiro um comportamento material linear elástico (MSVL) e depois um comportamento material não linear (MSVNL), através da aplicação do modelo de dano contínuo (Faria, 1994) descrito no Capítulo 4. Finalmente, considerou-se um modelo de geometria mais complexa da igreja, também em elementos de volume, mas apenas em regime linear elástico (MCVL). Este último modelo serviu para averiguar a influência do detalhe geométrico no comportamento dinâmico da estrutura.

Quadro 5.1 – Estratégias de modelação da igreja de Gondar.

ESTRATÉGIA	GEOMETRIA	TIPO DE ELEMENTO FINITO	TIPO DE MODELO MATERIAL
MSCL	Simples	Casca	Linear
MSVL	Simples	Volume	Linear
MSVNL	Simples	Volume	Não - Linear
MCVL	Complexo	Volume	Linear

Nas várias estratégias de modelação referidas, na modelação da alvenaria de pedra os elementos de volume são de 8 nós (CUB8) e os elementos de casca são de 4 nós (COQ4). A estrutura de madeira de suporte da cobertura foi modelada da mesma forma em qualquer uma das estratégias adoptadas, usando elementos de barra (bielas) de 2 nós (BARR) com comportamento linear elástico. Não foram usados elementos de viga na modelação da cobertura pelo facto dos procedimentos em Cast3M para a resolução da estrutura não conseguirem compatibilizar elementos de viga na ligação com elementos de volume.

É ainda de registar que o modelo de dano contínuo não se encontra implementado em elementos de casca. Como tal, nas estratégias de modelação em que se assumiu este tipo de elemento finito, não foi possível efectuar análises não-lineares.

### 5.3.2. Caracterização geométrica da igreja de Gondar

Durante a preparação dos vários modelos geométricos da estrutura para análise com o programa de cálculo Cast3M, foi necessário seguir um conjunto de passos que se encontram ilustrados na figura 5.11. Este trabalho envolveu, numa primeira fase a recolha e análise de dados, seguida da utilização de alguns programas auxiliares (AutoCad, GiD e o programa de interface criado no âmbito deste trabalho) através dos quais foi possível tratar a informação inicialmente obtida, até esta se encontrar pronta a ser introduzida no programa de cálculo Cast3M. Para além destes passos, cada modelo antes da sua conclusão foi submetido a inúmeros ciclos de optimização da malha, que se revelaram muito morosos.

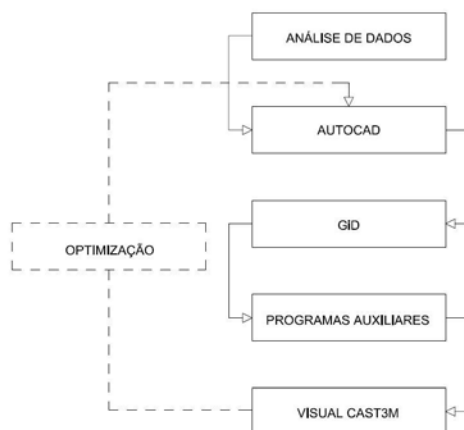


Figura 5.11 – Organograma da metodologia de modelação.

Apresenta-se em seguida de uma forma detalhada este processo de definição numérica da geometria da malha da igreja, sendo descrito cada um dos passos, desde a recolha de informação até aos modelos finais.

- **1º Passo** – Recolha e análise de dados

Para ser possível uma definição realista da geometria da igreja foi necessário proceder-se à recolha de informação relativa à forma e dimensões dos elementos constituintes da estrutura. Este trabalho envolveu, além de uma pesquisa bibliográfica do monumento, uma consulta das plantas resultantes do levantamento topográfico mais recente efectuado à igreja e cedido pela DGEMN, e a observação através de um registo fotográfico dos vários pormenores da igreja.

A partir da informação recolhida foi possível identificar os vários elementos estruturais presentes na igreja, bem como as respectivas dimensões e o seu desenvolvimento em planta e em altura. Estas informações foram complementadas com várias visitas à igreja que permitiram a clarificação de dúvidas suscitadas na consulta das plantas e na análise das fotografias, e permitiram ainda a confirmação de algumas medidas.

- **2º Passo** – Definição da geometria em AutoCAD

Após a análise anterior, procedeu-se à modelação da igreja utilizando o programa AutoCAD (Autodesk, 2002) onde se definiu num ambiente tridimensional os contornos planos dos diferentes elementos (paredes, arcos, etc...) que compõem a estrutura, e também a malha de elementos pretendida e devidamente compatibilizada. Nesta fase do trabalho, os elementos com diferentes características foram cuidadosamente individualizados por forma a facilitar a atribuição posterior das características materiais, tanto nos modelos de casca como nos de volume. Na figura seguinte temos o



exemplo da fachada principal em que os elementos com diferentes espessuras se encontram individualizados por níveis.

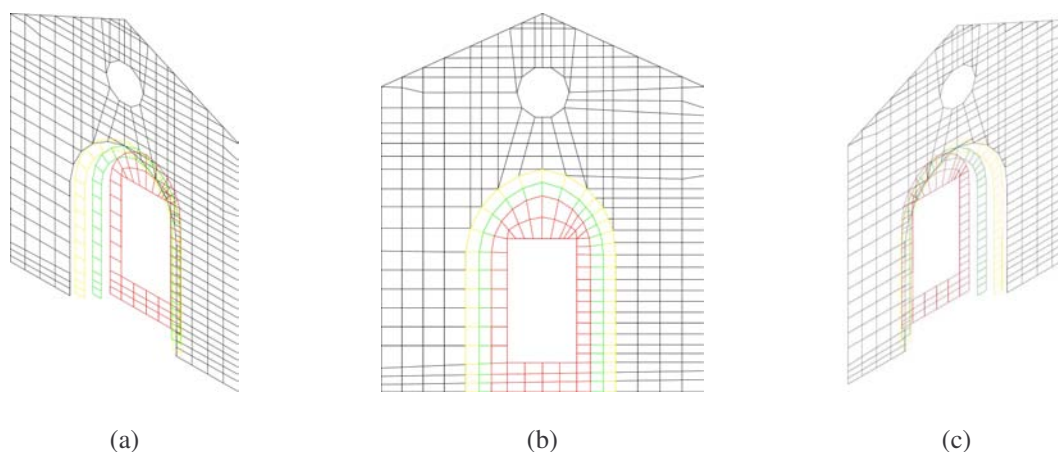


Figura 5.12 – Definição geométrica em AutoCAD dos diferentes elementos que compõem a igreja de Gondar, fachada principal.

A configuração final da malha de elementos finitos no plano dos elementos da estrutura, tanto para a modelação com elementos de casca como de volume, foi definida em AutoCAD juntamente com a sua geometria. No caso particular da modelação com elementos de volume, a malha em profundidade (densidade da malha fora do plano), ou seja, na espessura das paredes, foi definida em Cast3M dependendo totalmente da interface entre os diferentes elementos constituintes da igreja.

A título de exemplo é possível observar na figura 5.13 a definição geométrica individualizada em AutoCAD dos elementos com diferentes características que constituem a igreja e a cobertura. Na figura 5.13a estão definidos os diferentes elementos de alvenaria de pedra, diferenciados em níveis (cores) de acordo com as suas diferenças, geométricas e/ou de cargas suportadas. Este mesmo princípio de separação dos elementos foi aplicado na definição da geometria da cobertura, tal como ilustrado na figura 5.13b.

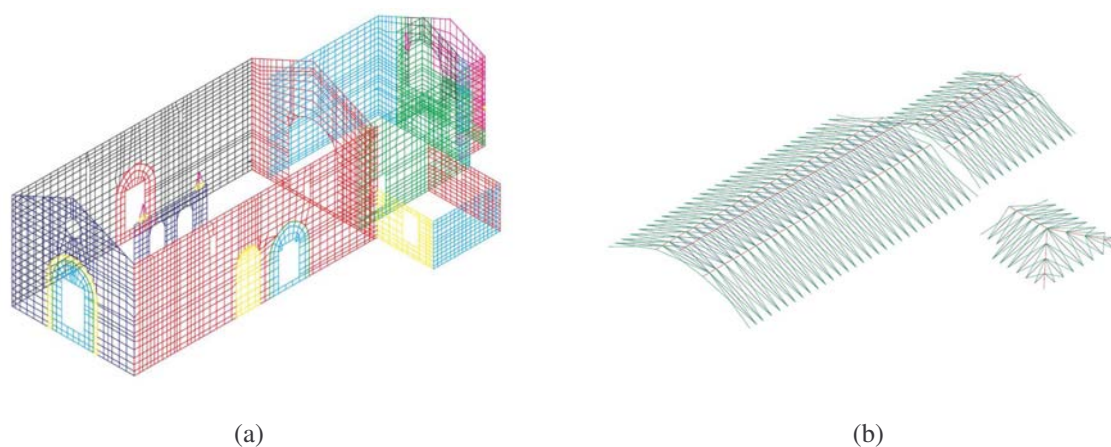


Figura 5.13 – Definição geométrica dos elementos da igreja em AutoCAD. (a) Alvenaria de pedra. (b) Cobertura de madeira.

- **3º Passo – Pré-processamento em GiD**

Estes elementos geométricos foram então pré-processados usando o software GiD (CIMNE, 2007), que é um programa de pré e pós-processamento associado a análises numéricas baseadas no método dos elementos finitos. A utilização do GiD teve como objectivo interpretar a informação da geometria da igreja contida nos ficheiros (.dxf) resultantes do AutoCAD (2º Passo) e escrever um ficheiro (.txt) organizado e facilmente interpretável apenas com a informação necessária à definição da geometria da igreja. Em resumo, o GiD foi utilizado numa primeira fase para exportar as coordenadas dos pontos definidos em AutoCAD para um ficheiro em formato texto (.txt).

- **4º Passo – Programas auxiliares**

Foram então usados programas auxiliares criados usando a linguagem de programação C. Estes programas tiveram a função de criar ficheiros do tipo (.dgibi) reconhecidos pelo Cast3M a partir dos ficheiros resultantes do GiD. Estes programas permitiram para além da definição da geometria da estrutura, a atribuição das condições de fronteira da igreja, dos modelos de cálculo, das características mecânicas dos diferentes elementos da igreja, das acções a aplicar à igreja e ainda todo o tipo de ficheiros em linguagem Cast3M necessários ao tratamento da informação.

- **5º Passo – Definição da geometria em Cast3M**

O Cast3M pode ser considerado um programa orientado por objectos, na medida em que se permite ao utilizador criar, manipular e destruir objectos que vão sendo implementados com o código, por meio de uma estrutura de dados elementar do tipo operador ou envolvendo vários operadores, constituindo procedimentos. No estudo desta igreja foram usados vários operadores disponíveis em Cast3M e utilizados alguns procedimentos existentes e desenvolvidos no âmbito de outros estudos similares como seja o caso do modelo de dano contínuo (Faria, 1994) aplicado neste estudo.

Este trabalho exigiu um planeamento geométrico cuidado dos diferentes elementos que compõem a igreja para que existisse compatibilidade na fase final de geração de malha em Cast3M principalmente no que diz respeito aos modelos de volume, e que se materializou num processo iterativo de optimização, que passou muitas vezes pela reformulação da geometria.

Após este processo de tratamento de dados, obtiveram-se então os vários modelos geométricos pretendidos, correspondentes às diferentes estratégias de modelação (figura 5.14a).



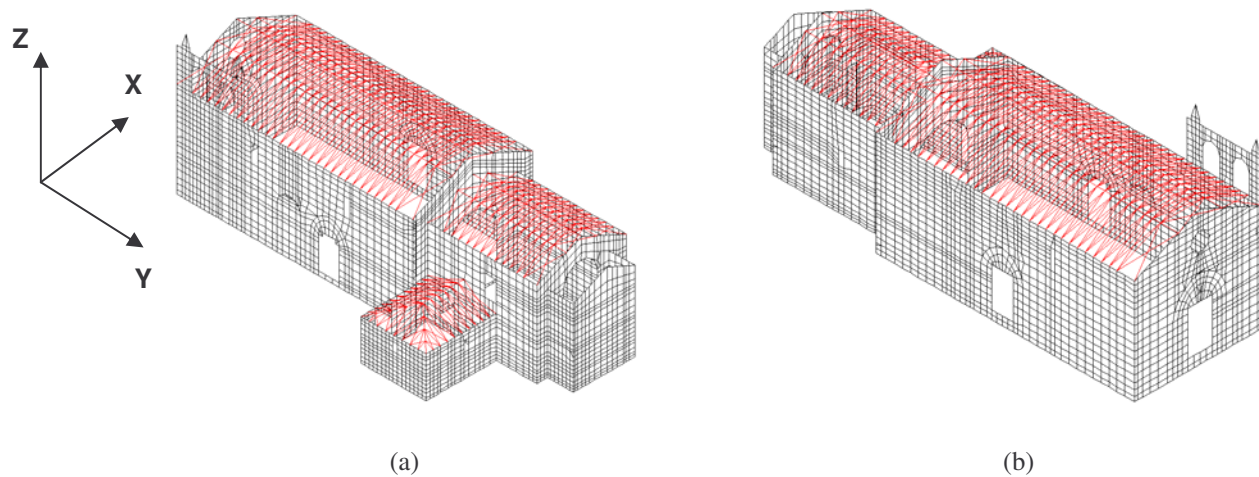


Figura 5.14 – Modelo geométrico simplificado da igreja de Gondar usando elementos de casca (MSC).

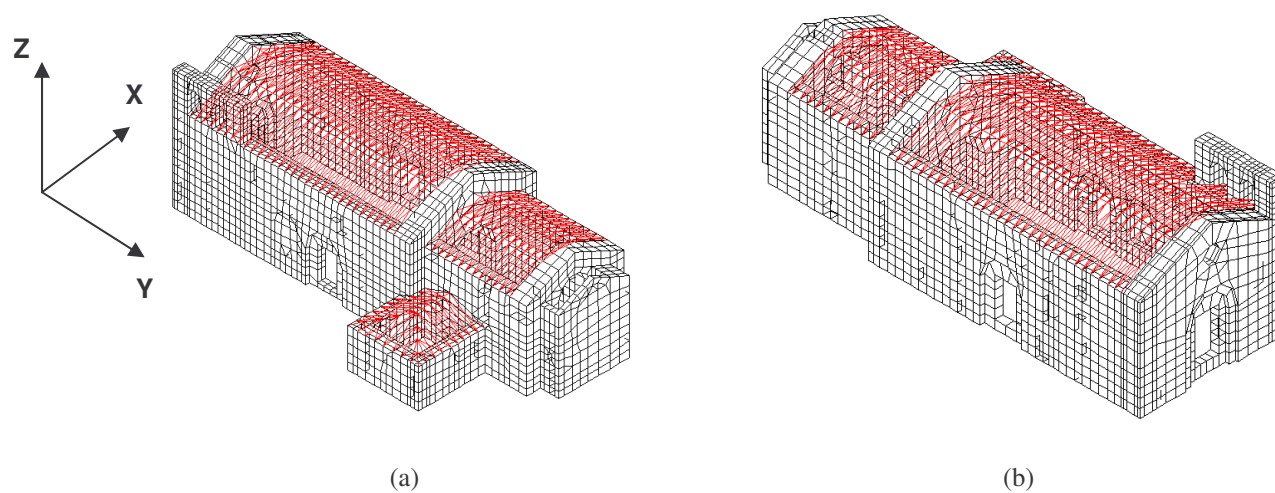


Figura 5.15 – Modelo geométrico simplificado da igreja de Gondar usando elementos de volume (MSVL e MSVNL).

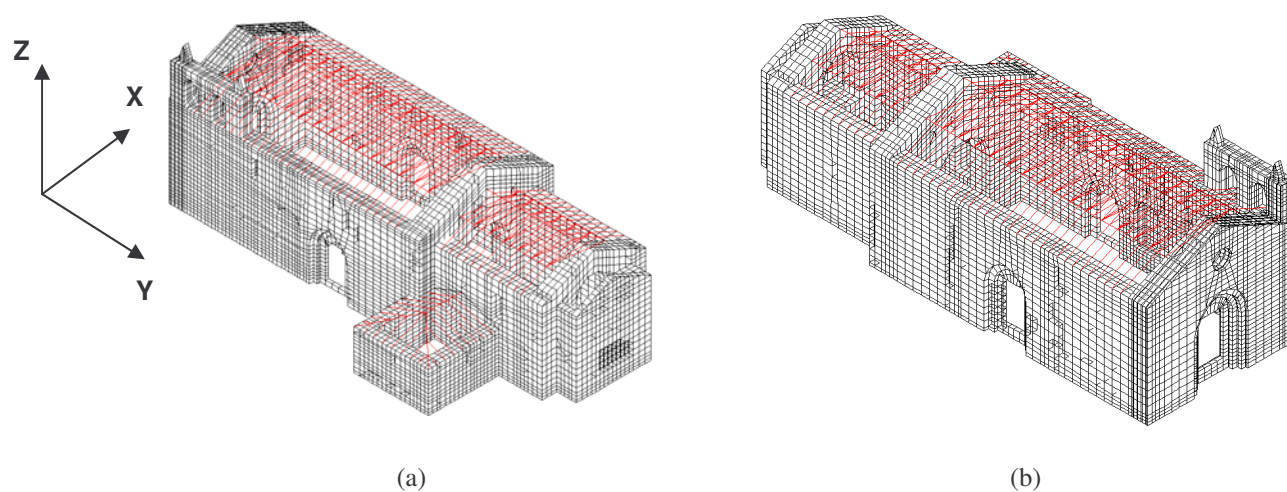


Figura 5.16 – Modelo geométrico detalhado da igreja de Gondar usando elementos de volume (MCVL e MCVNL).

### 5.3.3. Condições de fronteira

Em termos de condições de apoio considerou-se que as paredes da igreja se encontravam encastradas na ligação ao solo, o que se materializou num bloqueio de todos os graus de liberdade na base, nomeadamente das rotações e deslocamentos nas 3 direcções (X, Y e Z), no caso do modelo de casca, e no impedimento dos deslocamentos nas 3 direcções no caso dos modelos de volume. Note-se, no entanto, que se trata de uma condição limite dificilmente verificada na realidade. Por outro lado a decisão de não considerar apoios duplos como condição de fronteira das paredes resultou da dificuldade em materializar esta condição no caso dos elementos de volume.

Embora as condições de fundação e a participação do solo no comportamento da estrutura possam ser importantes e condicionar a resposta, não foram consideradas, nem analisadas no âmbito deste trabalho.

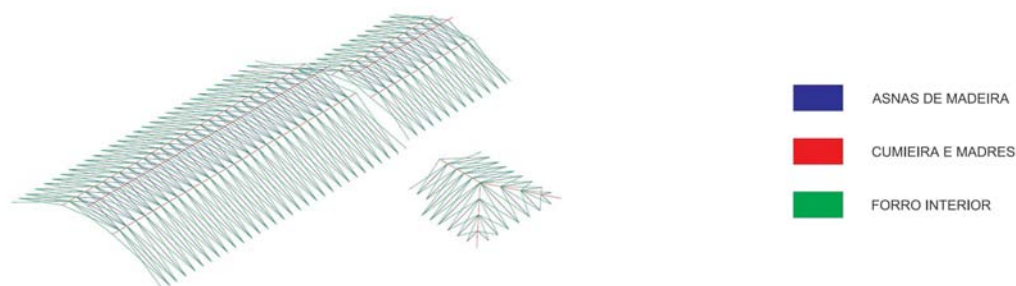
### 5.3.4. Características mecânicas dos materiais

- **Características da alvenaria de pedra**

Quanto às propriedades mecânicas da alvenaria de pedra atribuídas aos modelos, adoptaram-se as características designadas por C3 corrigidas, ou seja, multiplicadas por 0.15 e definidas no Capítulo 3 no quadro 4.8, correspondentes à calibração do modelo de dano para os resultados experimentais de Graça Vasconcelos (Vasconcelos, 2005). Esta escolha resulta do facto de o tipo da configuração dos panos das paredes da igreja se aproximarem mais das paredes ensaiadas por Graça Vasconcelos do que das paredes ensaiadas no LESE.

- **Características dos elementos de madeira da cobertura**

A cobertura da igreja de Gondar, anteriormente descrita, foi modelada usando elementos de barra de 2 nós (BARR), e contemplando apenas os elementos estruturais mais relevantes para o seu comportamento (asnas, viga da cumeeira, madres e forro interior) tal como se ilustra na figura seguinte.



(a)

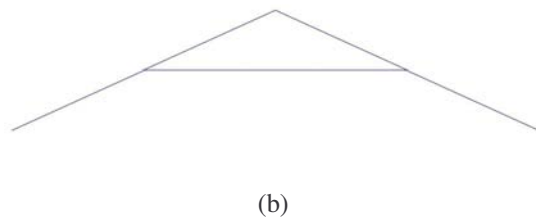


Figura 5.17 – Elementos que compõem a cobertura de madeira da igreja de Gondar. (a) Vista em perspectiva da cobertura do modelo numérico. (b) Geometria da asna.

A viga cumeeira, as asnas e as madres apresentam a mesma secção ( $S_{MAD}$ ) de  $(0.10 \times 0.12)m^2$  e são realizadas em madeira de carvalho. Quanto ao forro interior da cobertura, tem uma espessura de 2.0cm e é igualmente executado em madeira de carvalho. As características da madeira de carvalho necessárias à sua caracterização no programa de cálculo Cast3M encontram-se definidas no quadro 5.2. O módulo de elasticidade da madeira ( $E_{MAD}$ ) e o peso volúmico ( $\rho_{MAD}$ ) foram definidos com base no indicado no EC5 (CEN, 1998a) para madeira de carvalho (tipo folhosa), adoptando-se a classe D50. O coeficiente de poisson ( $\nu_{MAD}$ ) adoptado para este tipo de madeira foi de 0.37, de acordo com o referido em (Ballarin, 2003).

Quadro 5.2 – Características mecânicas da madeira.

MATERIAL	$S_{MAD} (m^2)$	$E_{MAD} (GPa)$	$\rho_{MAD} (Kg/m^3)$	$\nu_{MAD}$
Carvalho	0.012	14.0	650	0.37

Por uma questão de simplificação, a rigidez do forro de madeira ( $K_{FORRO}$ ) existente na parte interior da igreja foi simulada por duas barras com uma rigidez equivalente ( $K_{EQUIVALENTE}$ ) no plano do forro, tal como se ilustra na figura seguinte.

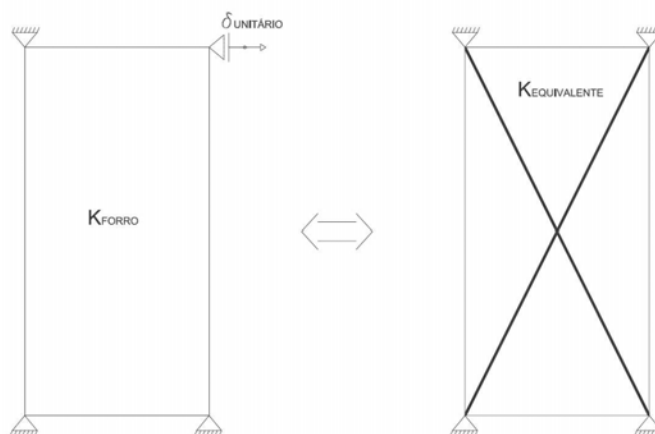


Figura 5.18 – Rigidez equivalente do forro da cobertura.

#### 5.4. ANÁLISE MODAL PRELIMINAR DA IGREJA DE GONDAR

A análise da resposta sísmica da igreja foi precedida por uma análise modal realizada nos modelos de casca (MSC) e de volume (MSV, MCV), permitindo assim conhecer com algum detalhe as características dinâmicas da estrutura. Por uma questão de posterior facilidade de referência e comparação com outras análises efectuadas ao longo deste capítulo, denominou-se de (A1) as análises efectuadas à igreja com a cobertura existente.

As análises modais da estrutura foram efectuadas em Cast3M. Depois de definidas a malha de elementos finitos dos modelos considerados, as condições de fronteira e as propriedades mecânicas da alvenaria, foram calculadas as matrizes de rigidez e de massa através dos operadores *RIGI* e *MASS*, respectivamente. Obtendo-se assim todos os dados necessários para se proceder à análise modal, efectuada com recurso ao operador *VIBRATION*. Este operador calcula as primeiras  $n$  frequências próprias, modos de vibração e massas modais com base nas características previamente referidas, sendo  $n$  um valor inteiro a definir. O cálculo é efectuado para um dado intervalo de frequências introduzido pelo utilizador. Definiu-se como critério que esta análise modal seria efectuada para as  $n$  primeiras frequências (num intervalo entre 0.1Hz e 100Hz) cuja soma do rácio de participação de massa fosse superior a 80% na direcção XX e YY.

O conhecimento obtido com este tipo de análise é de extrema importância, pois permite, por um lado tomar algumas decisões essenciais relacionadas com a análise sísmica da estrutura, nomeadamente sobre o passo de integração e identificação do tipo de sismo mais danoso para a estrutura, e por outro, prestar um precioso auxílio na interpretação da resposta da estrutura face à acção sísmica.

Os resultados da análise modal encontram-se compilados nos pontos seguintes para as direcções XX, YY e ZZ, indicando-se os valores das frequências para cada um dos modos e os respectivos rácios de participação de massa ( $R_X$ ,  $R_Y$  e  $R_Z$ ). Os valores dos rácios foram determinados a partir do valor massa modal ( $M_n$ ), do factor modal de participação sísmica ( $L_n$ ) e da massa total ( $M$ ):

- Massa Modal ( $M_n$ ):

$$M_n = \underline{\phi}_n^T \underline{M} \underline{\phi}_n \quad (5.1)$$

- Factor modal de excitação sísmica ( $L_n$ ):

$$L_n = \underline{\phi}_n^T \underline{M} \{d\} \quad (5.2)$$

- Rácio de massa participativa em cada uma das direcções ( $R_X$ ,  $R_Y$  e  $R_Z$ ):

$$R_X = R_Y = R_Z = \frac{L_n^2 / M_n}{M} \quad (5.3)$$

Onde:

- $\underline{\phi}_n$  é o vector da deformada modal no modo  $n$  ;
- $\{d\}$  é um vector dos co-senos directores da acção;
- $M$  é o valor da massa total da estrutura.

Como a soma do rácio da massa participativa de todos os modos é igual a 1, este parâmetro ajuda a decidir qual o número de modos necessários para definir correctamente a resposta global de uma estrutura. Assim se a soma das massas efectivas modais de  $m$  modos for superior a uma percentagem pré-definida, no nosso caso de aproximadamente 80.0%, da massa total, pode-se considerar que os  $m$  modos são suficientes para caracterizar a resposta da estrutura. Caso contrário é necessário considerar um valor  $m$  de modos superior a  $n$ , para a sua caracterização.

#### 5.4.1. Acções permanentes ( $G_k$ )

Como acções permanentes a actuar na igreja considerou-se o peso da estrutura de alvenaria de pedra e o peso da cobertura da igreja. O peso próprio da estrutura portante de alvenaria é definido internamente no programa de cálculo a partir das características materiais e geométricas (quadro 5.3) para os diferentes modelos usados.

Quadro 5.3 – Peso próprio da estrutura resistente de alvenaria dos diferentes modelos numéricos.

MODELO	PP <sub>ALVENARIA</sub> (kN)
MSC-A1	8198
MSV-A1	7862
MCV-A1	7680

Como se pode observar no quadro anterior, apareceram algumas diferenças quando se compara o peso da estrutura portante de alvenaria dos modelos usados. Estas diferenças devem-se essencialmente às simplificações de geometria adoptadas na construção dos modelos por forma a evitar uma sobrecarga desnecessária nos cálculos, ou às condições do próprio elemento finito usado na modelação.

O peso total da cobertura engloba, para além do peso próprio da estrutura de madeira ( $\approx 7.0\text{kN}$ ), que é calculado internamente pelo programa de cálculo a partir das características da madeira, o peso das

varas, ripas sub-telha, telha e forro, cujas cargas se encontram definidas no quadro 5.4. Por uma questão de simplificação de modelação estas cargas foram consideradas no cálculo da igreja como massas concentradas nas asnas, tendo sido determinado para cada uma das asnas as cargas na sua área de influência. No quadro 5.5 estão apresentados os pesos totais das coberturas nos diferentes modelos considerados neste estudo.

Quadro 5.4 – Cargas permanentes dos vários elementos da cobertura.

<b>PESO PRÓPRIO (<math>PP_{\text{COBERTURA}}</math>)</b>	<b>(kN/m<sup>2</sup>)</b>
VARAS (0.07x0.07m <sup>2</sup> // 0.45m)	0.0381
RIPAS (0.025x0.05m <sup>2</sup> // 0.35m)	0.0125
SUB – TELHA ONDULINE	0.04
TELHA LUSA MEIA CANA	0.5
FORRO ( $e = 2.0\text{cm}$ )	0.13
<b>TOTAL</b>	<b>≈ 0.72</b>

Quadro 5.5 – Peso da cobertura dos diferentes modelos numéricos.

<b>MODELO</b>	<b><math>PP_{\text{COBERTURA}}</math> (kN)</b>
MSC-A1	164
MSV-A1	164
MCV-A1	169

#### 5.4.2. *Análise modal usando o modelo de casca (MSC-A1)*

A análise modal foi primeiro efectuada usando o modelo de casca. Na figura 5.19 apresentam-se os rácios de participação de massa nos diferentes modos em cada uma das 3 direcções XX, YY e ZZ. Da análise desse gráfico facilmente se conseguem identificar o número de modos necessários para caracterizar perfeitamente a resposta da estrutura em cada uma das direcções principais da estrutura (XX, YY e ZZ). A resposta na direcção XX fica perfeitamente definida até aos 12.5Hz (figura 5.19a), enquanto que na direcção longitudinal (YY) esta fica definida com os modos com frequências compreendidas entre os 7.0Hz e os 17.6Hz (figura 5.19b). A resposta na direcção ZZ começa a ser definida a partir dos 23.0Hz (figura 5.19c).



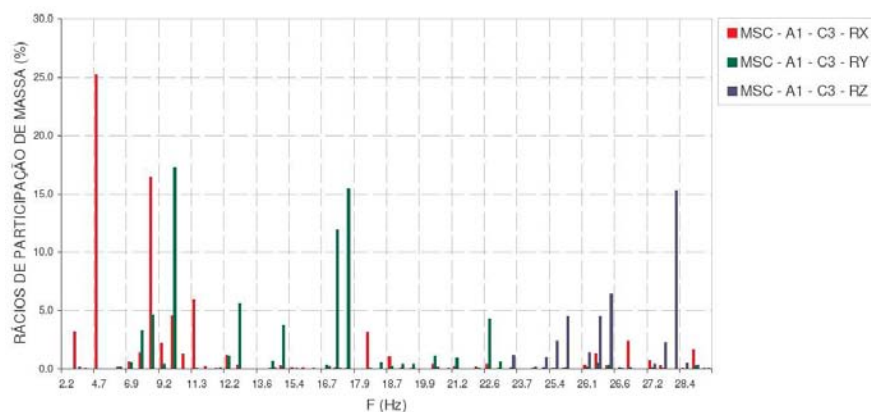


Figura 5.19 – Rácios de participação de massa para cada uma dos modos de vibração determinados na análise modal da estrutura com o modelo MSC-A1 para as direcção principais (XX, YY e ZZ).

Na figura seguinte são apresentados os dez primeiros modos de vibração da estrutura (marcados a vermelho) vistos em planta relativamente à posição inicial da estrutura (marcada a preto) obtidos na análise modal numérica como o modelo MSC-A1 e com as características C3. Por facilidade de visionamento e interpretação, apenas nos modos locais do telhado é que este é representado.

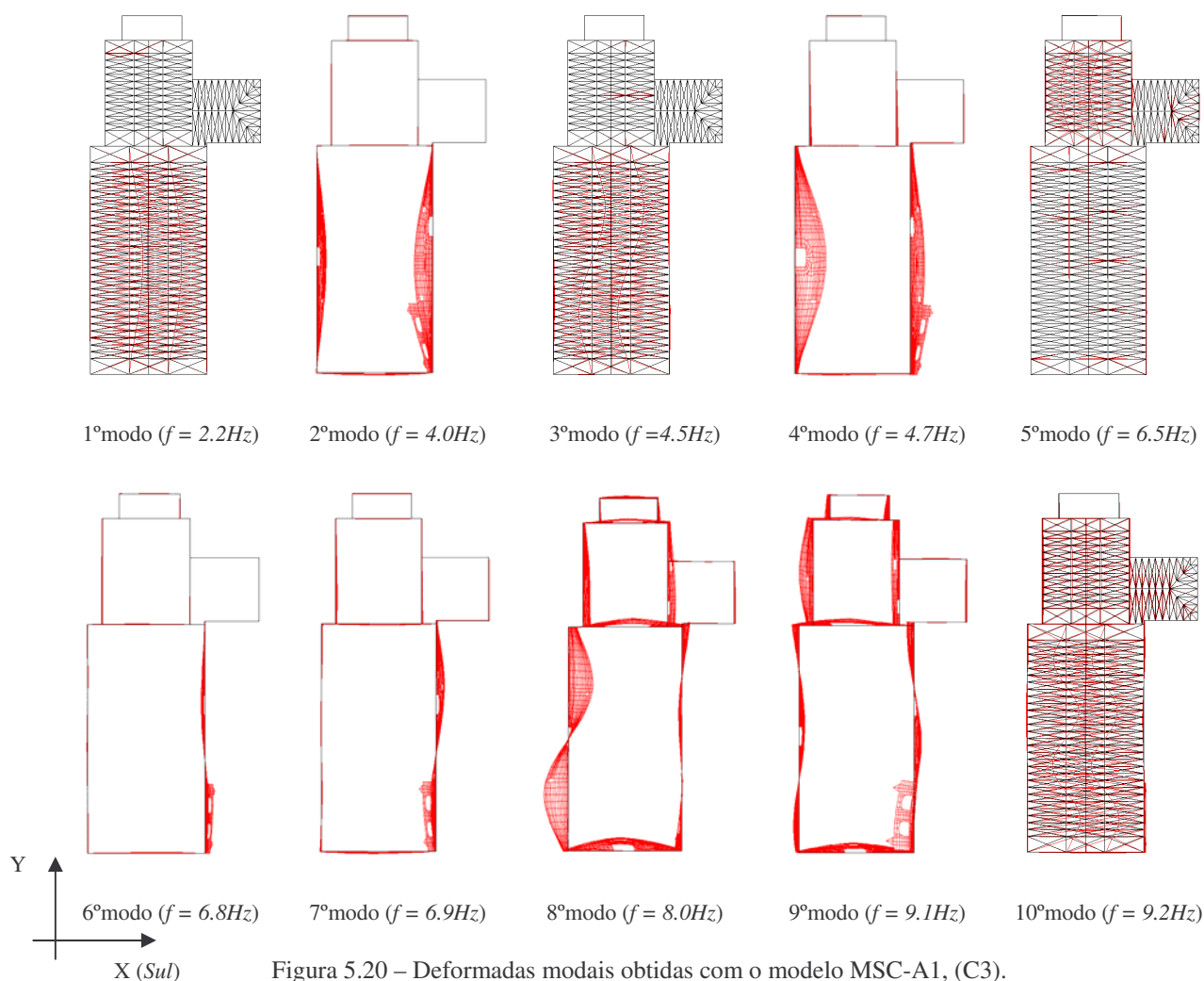


Figura 5.20 – Deformadas modais obtidas com o modelo MSC-A1, (C3).



Os modos mais participativos em cada uma das direcções são; na direcção XX, o 4º modo ( $f = 4.7\text{Hz}$ ) e o 9º modo ( $f = 9.1\text{Hz}$ ). Na direcção longitudinal (YY) os modos mais participativos são o 11º modo ( $f = 9.7\text{Hz}$ ), no 26º modo ( $f = 17.0\text{Hz}$ ) e no 27º modo ( $f = 17.6\text{Hz}$ ).

Para além dos modos de vibração globais com maior percentagem de massa efectiva, ou seja, com maior rácio de participação de massa, aparecem modos de vibração locais, nomeadamente relativos à cobertura da igreja, como sejam o 1º, 3º, 5º e 10º modo representados na figura 5.20. Estes modos podem ter um papel local importante ao nível do elemento, mas não constituem factor condicionante para a resposta global.

Por outro lado, o segundo modo de vibração ilustrada na figura 5.20 relativo à deformada das paredes laterais de fachada da nave da igreja para o seu interior, principalmente da parede a Sul devido à sua menor rigidez fora do plano, indica que a cobertura da igreja não confere rigidez suficiente ao plano da cobertura, permitindo movimentos independentes das fachadas.

#### *5.4.3. Análise modal da igreja de Gondar usando elementos de volume*

Como já foi referido, foram criados dois modelos geométricos da igreja de Gondar usando modelos de volume: um mais detalhado MCV-A1 e um mais simplificado MSV-A1, tendo sido atribuídos a ambos as características C3 anteriormente definidas; apenas as simplificações geométricas consideradas no modelo MSV-A1 é que conduziram à variações de massa (quadro 5.3) e rigidez na estrutura em relação ao modelo MCV-A1. Assim sendo, é interessante comparar os resultados da análise modal destes dois modelos de modo a avaliar a influência das simplificações na resposta da estrutura. Para além disso, foi efectuada a comparação entre os resultados da análise modal com elementos de casca (MSC-A1) e com elementos de volume (MSV-A1 e MCV-A1)

##### *5.4.3.1. Modelo simplificado da igreja de Gondar (MSV-A1)*

Na figura seguinte são apresentados os rácios de participação de massa dos modos obtidos nesta análise em cada uma das 3 direcções, XX, YY e ZZ para o modelo MSV-A1.

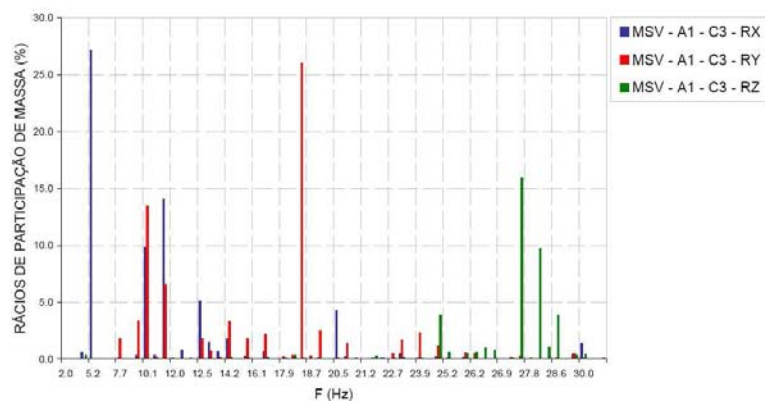


Figura 5.21 – Rácios de participação de massa para cada uma dos modos de vibração determinados na análise modal da estrutura com o modelo MSV-A1 para as direcções principais (XX, YY e ZZ).

São apresentados na figura seguinte os dez primeiros modos de vibração da estrutura relativos à estrutura de alvenaria de pedra (marcados a vermelha) obtidos na análise modal numérica do modelo MSV-A1, vistos em planta relativamente à posição inicial da estrutura (marcada a preto). Por facilidade de visionamento e interpretação não foi representada graficamente nestes modos a cobertura da igreja.

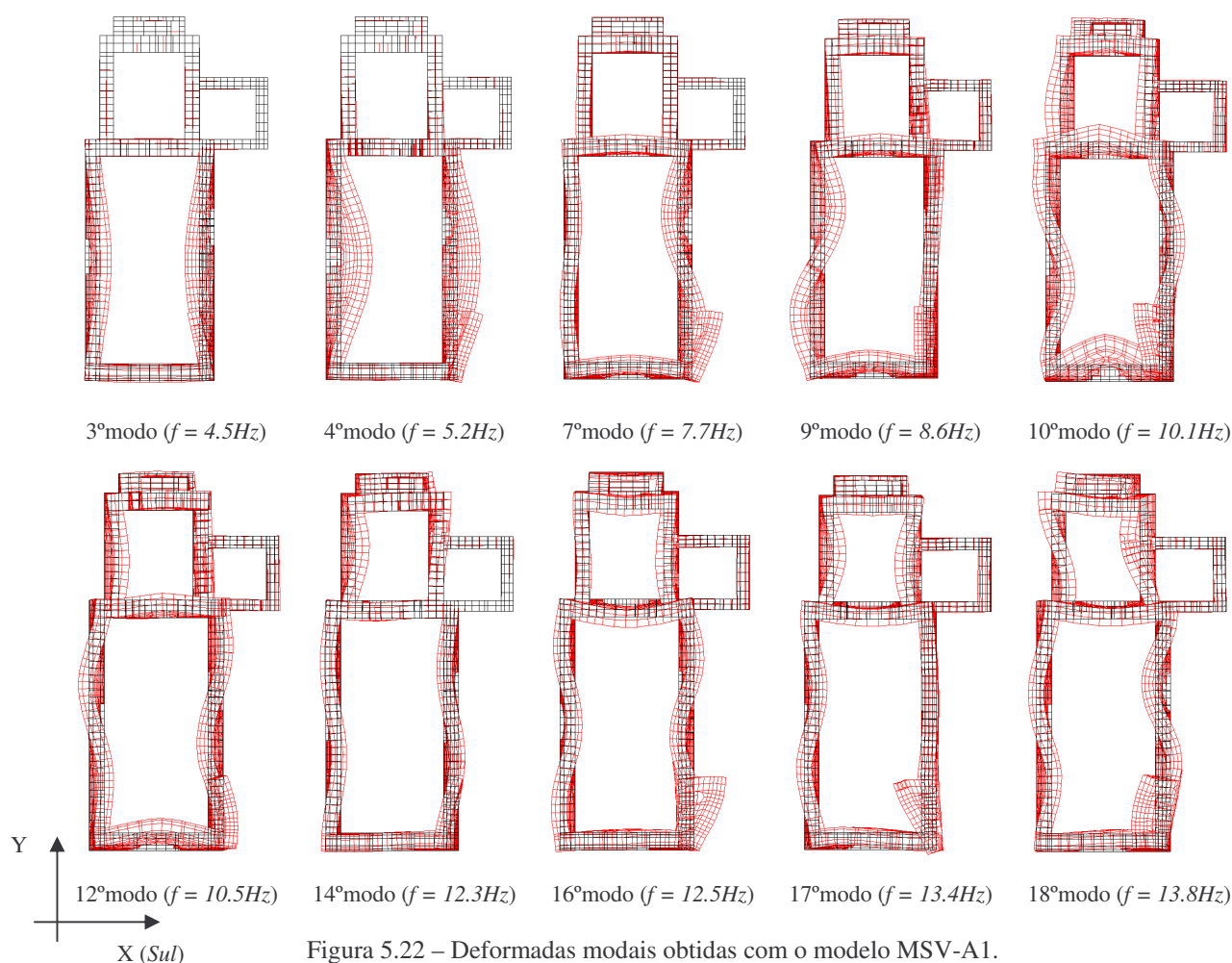


Figura 5.22 – Deformadas modais obtidas com o modelo MSV-A1.

### 5.4.3.2. Modelo detalhado da igreja de Gondar (MCV-A1)

Na figura seguinte são apresentados os rácios de participação de massa dos modos obtidos nesta análise em cada uma das 3 direcções, XX, YY e ZZ para o modelo MCV-A1.

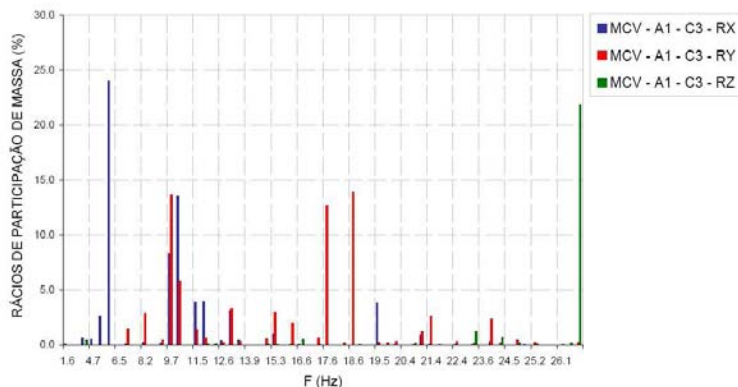


Figura 5.23 – Rácios de participação de massa para cada uma dos modos de vibração determinados na análise modal da estrutura MCV-A1 para as direcções principais (XX, YY e ZZ).

Os respectivos 10 primeiros modos relativos à estrutura resistente de alvenaria e resultantes desta análise encontram-se ilustrados na figura seguinte.

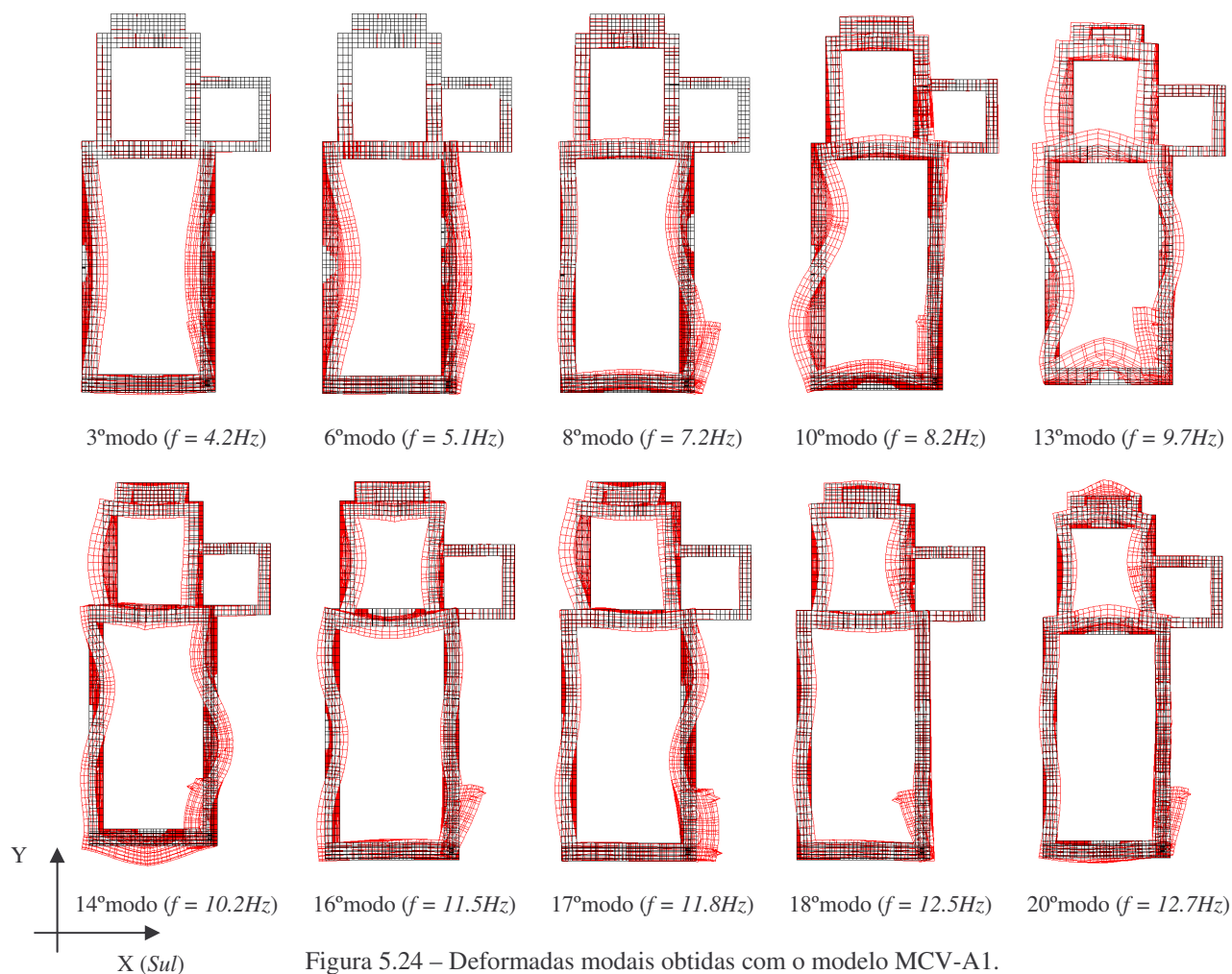


Figura 5.24 – Deformadas modais obtidas com o modelo MCV-A1.

Comparando os 2 modelos com elementos de volume verificou-se que as simplificações adoptadas no modelo MSV-A1 deram origem a uma diminuição de cerca de 3.0% na massa da cobertura e a um aumento de aproximadamente 2.5% da massa da estrutura de alvenaria de pedra, tal como se pode observar no quadro 5.3 e quadro 5.5.

Observando as figuras anterior constata-se que o modelo MCV-A1 apresenta frequências inferiores ao modelo MSV-A1 para as mesmas deformadas modais relativas à estrutura de alvenaria de pedra, apesar de no modelo MCV-A1 a sua massa ser menor. Isto significa que as simplificações adoptadas para o modelo simplificado que resultaram numa massa superior da estrutura, também resultaram num aumento da rigidez da estrutura, de tal forma que esta tem um peso relativo é superior ao da massa no que diz respeito ao comportamento modal da estrutura.

Comparando o modelo de casca (MSC-A1) com os modelos de volume (MSV-A1 e MCV-A1), constata-se que o valor das frequências para os modos obtidos com o modelo de casca são inferiores aos obtidos com os modelos de volume, o que se deve à maior massa (quadro 5.3), mas essencialmente e à menor rigidez da estrutura, principalmente na zona de intersecção entre paredes representada pelo modelo de casca.

## 5.5. ANÁLISE ESTATICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA IGREJA DE GONDAR (ACÇÕES PERMANENTES)

Antes de se realizar qualquer tipo de análise dinâmica, efectuaram-se primeiro análises estáticas nos modelos MSC-A1 e MSV-A1 (MSVL-A1 e MSVNL-A1). Estas análises, traduzem o estado inicial de tensão e deformação da estrutura, resultante da acção das cargas permanentes aplicadas sobre a estrutura. Apresenta-se a deformada da estrutura para este estado de tensão inicial, os correspondentes mapas de deslocamentos e diagramas de tensões principais ( $S_{11}$  e  $S_{22}/S_{33}$ ).

### 5.5.1. Modelo de casca (MSCL-A1)

- **Análise do estado de deformação**

Na figura 5.25a observa-se a deformada escalada da igreja (marcada a vermelho), na sua situação não reforçada (MSCL-A1), devido apenas à acção das cargas verticais. Na figura 5.25b é ainda possível observar o correspondente mapa da norma do vector de deslocamentos absolutos determinados pela equação  $\sqrt{(u_x^2 + u_y^2 + u_z^2)}$ , em que  $u_x$  é o deslocamento na direcção XX,  $u_y$  é o deslocamento na direcção YY e  $u_z$  é o deslocamento na direcção ZZ.

$$DESL_{MAX} = 0,29cm$$

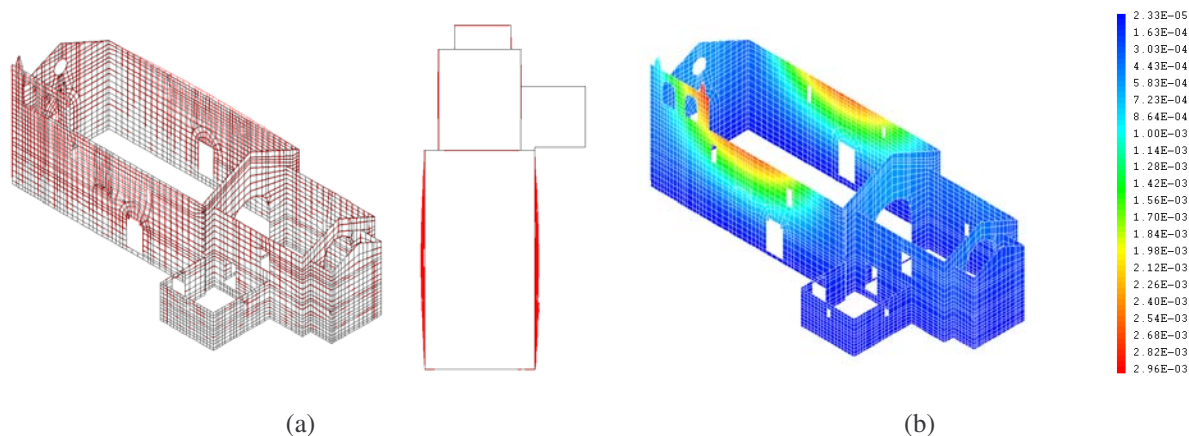


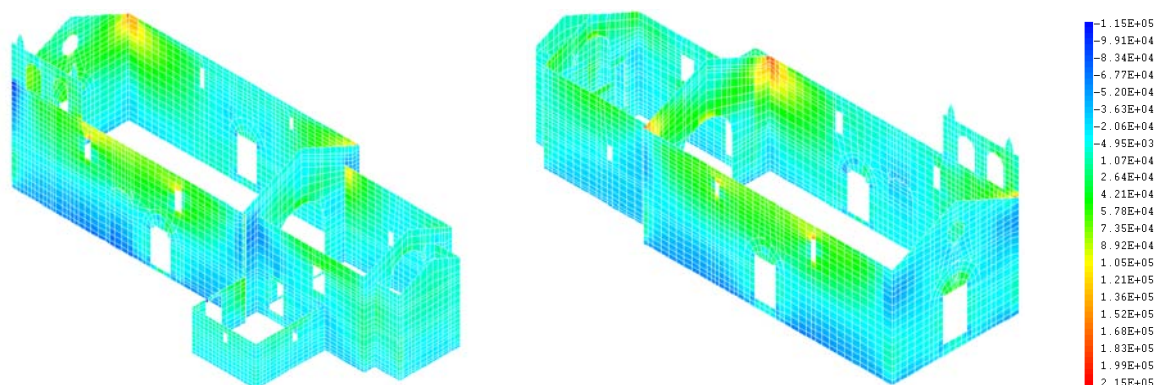
Figura 5.25 – Estado de deformação (MSC-A1). (a) Deformada escalada da igreja para as cargas verticais. (b) Mapa de deslocamentos absolutos (m) da igreja sob a acção das cargas verticais.

Analisando a figura anterior, facilmente se constata que a cobertura de madeira não é autoportante, introduzindo deslocamentos no topo das fachadas laterais, principalmente na zona da nave, empurrando-as para o exterior e aumentando a distância relativas entre elas.

- **Análise do estado de tensão**

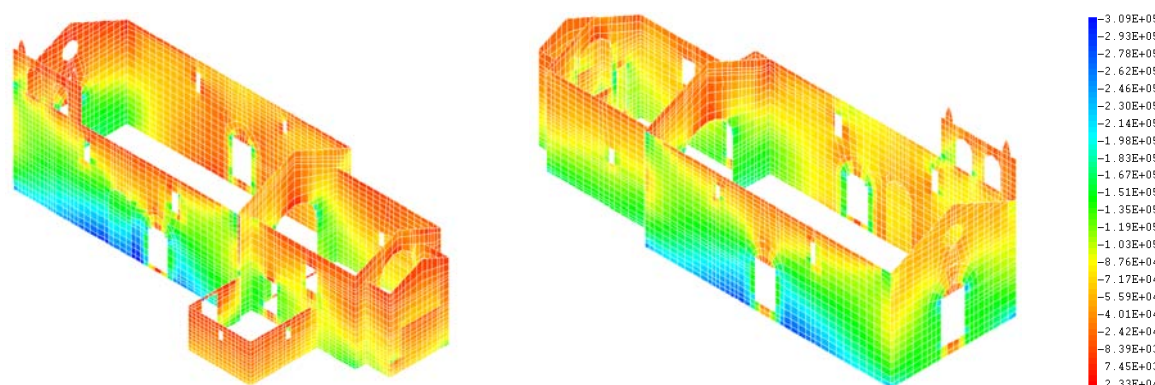
Apresenta-se em seguida os resultados correspondentes às tensões principais  $S_{11}$  e  $S_{22}$  da análise estática efectuada com o modelo MSCL-A1 para a acção das cargas verticais.

$$PP - S_{11} - MAX = 217.0kPa$$



(a)

$$PP - S_{22} - MAX = -312.0kPa$$



(b)

Figura 5.26 – Mapa de tensões da igreja (MSC-A1) para as cargas verticais nas direcções principais  $S_{11}$  e  $S_{22}$  (Pa). (a) Tensão principal  $S_{11}$ . (b) Tensão principal  $S_{22}$ .

Esta análise estática permite concluir que as tracções principais ( $S_{11}$ ) na estrutura de alvenaria da igreja aparecem devido ao efeito introduzido pela cobertura de madeira descrito na análise do estado de deformação. Estas tracções são de um modo geral baixas, e concentram-se essencialmente:

- Na parte superior das paredes de fachada laterais da nave nas faces exteriores com valores máximos na ordem dos 100.0KPa e apresentando picos de tensão junto às aberturas;
- Na face interior das fachadas laterais, na intercepção destas com as fachadas de topo, atingindo valores máximos de 217.0KPa. Estas tracções aparecem devido à deformação fora do plano das fachadas laterais da nave introduzido pelo peso da cobertura, que as obriga a rodar em torno dos eixos verticais formados pela intersecção delas próprias com as fachadas de topo da nave, originando nesta zona de rotação elevados esforços de tracção.
- Na face interior das fachadas de topo da nave com valores de aproximadamente 50.0KPa. Estas tracções aparecem devido ao efeito de pipa (figura 5.27) introduzido pela cobertura



na nave, deformando as paredes de fachada lateral para o exterior e, consequentemente, as paredes de topo para o interior. Para além disso, estas tracções são agravadas pelo efeito de travamento das fachadas de topo introduzido pelas madres e cumeeira da cobertura.

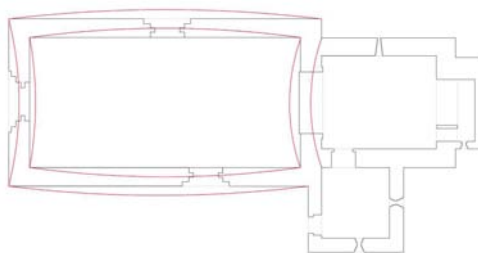


Figura 5.27 – Efeito de pipa na nave da igreja devido ao peso da cobertura.

No que diz respeito aos valores máximos da tensão de compressão  $S_{22}$ , estes aparecem, junto à base na face exterior das fachadas laterais da igreja, atingindo valores da ordem dos 312.0kPa. Este valor é resultado não só do efeito de compressão das cargas verticais da estrutura, mas também do efeito de flexão introduzido pela cobertura de madeira.

#### 5.5.2. Modelo de volume (MSVL-A1 e MSVNL-A1)

A análise estática da igreja com o modelo de elementos volumétricos MSV-A1 foi realizada considerando dois tipos diferentes de características para a alvenaria de pedra, lineares (MSVL-A1) e não lineares através da aplicação do modelo de dano contínuo (MSVNL-A1). No caso do modelo MSVNL-A1, a acção vertical foi introduzida de forma gradual segundo uma função linear temporal.

- **Análise do estado de deformação**

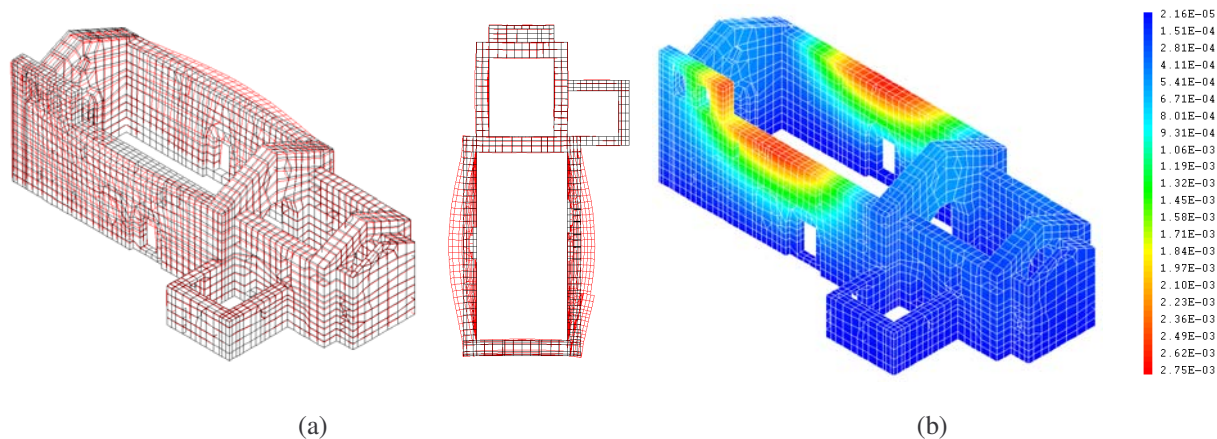
Na figura 5.28 são apresentadas as deformadas escaladas da igreja (traçadas a vermelho) e os correspondentes mapas de deslocamentos absolutos, para os dois modelos materiais considerados, lineares (MSVL-A1) e não lineares (MSVNL-A1).

Ambos os modelos de volume tiveram um comportamento semelhante ao modelo de casca analisado no ponto anterior, apresentando, no entanto, deslocamentos absolutos ligeiramente inferiores.

A comparação do estado de deformação dos dois modelos de volume mostra que ambos têm a mesma tendência de deformação. Para além disso, a análise dos respectivos mapas de deslocamentos absolutos mostra que o modelo com comportamento não linear apresenta deslocamentos, aproximadamente 3.5% superiores. As diferenças, relativas ao estado de deformação máximo da igreja sob a acção das cargas permanentes, nos três modelos encontram-se representadas no esquema da figura 5.29.



$$DESL_{MAX} = 0.27cm$$



$$DESL_{MAX} = 0.28cm$$

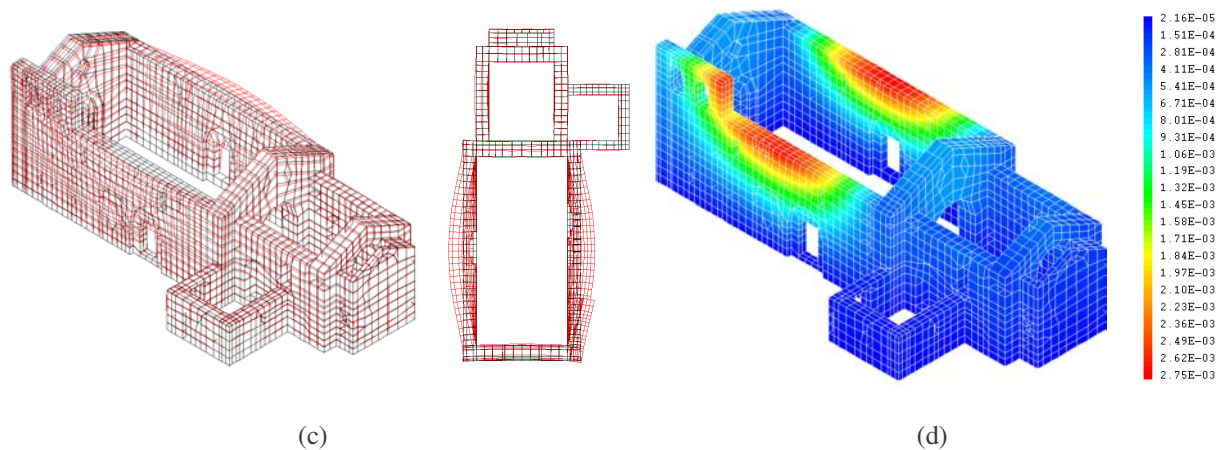


Figura 5.28 – Estado de deformação (MSV-A1). (a) Deformada escalada da igreja para as cargas verticais (MSVL-A1). (b) Mapa de deslocamentos absolutos (m) da igreja sob a acção das cargas verticais (MSVL-A1). (c) Deformada escalada da igreja para as cargas verticais (MSVNL-A1). (d) Mapa de deslocamentos absolutos (m) da igreja sob a acção das cargas verticais (MSVNL-A1).

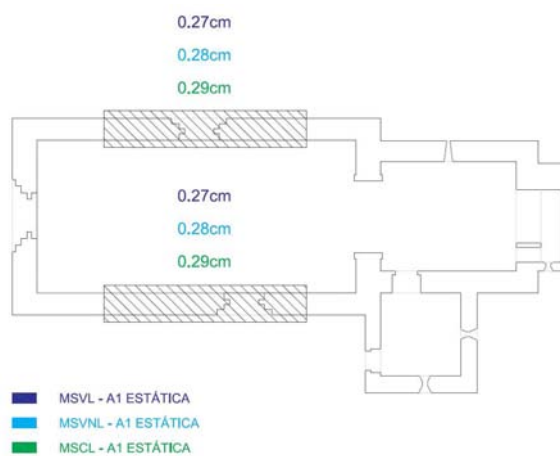


Figura 5.29 – Comparação dos deslocamentos máximos absolutos (cm) nas principais zonas de concentração de dano para acção das cargas verticais.

Apesar de os deslocamentos introduzidos pelas cargas verticais serem baixos, ajudam a perceber a tendência de deformação estática da estrutura e a influência da cobertura no seu comportamento global.

- **Análise do estado de tensão**

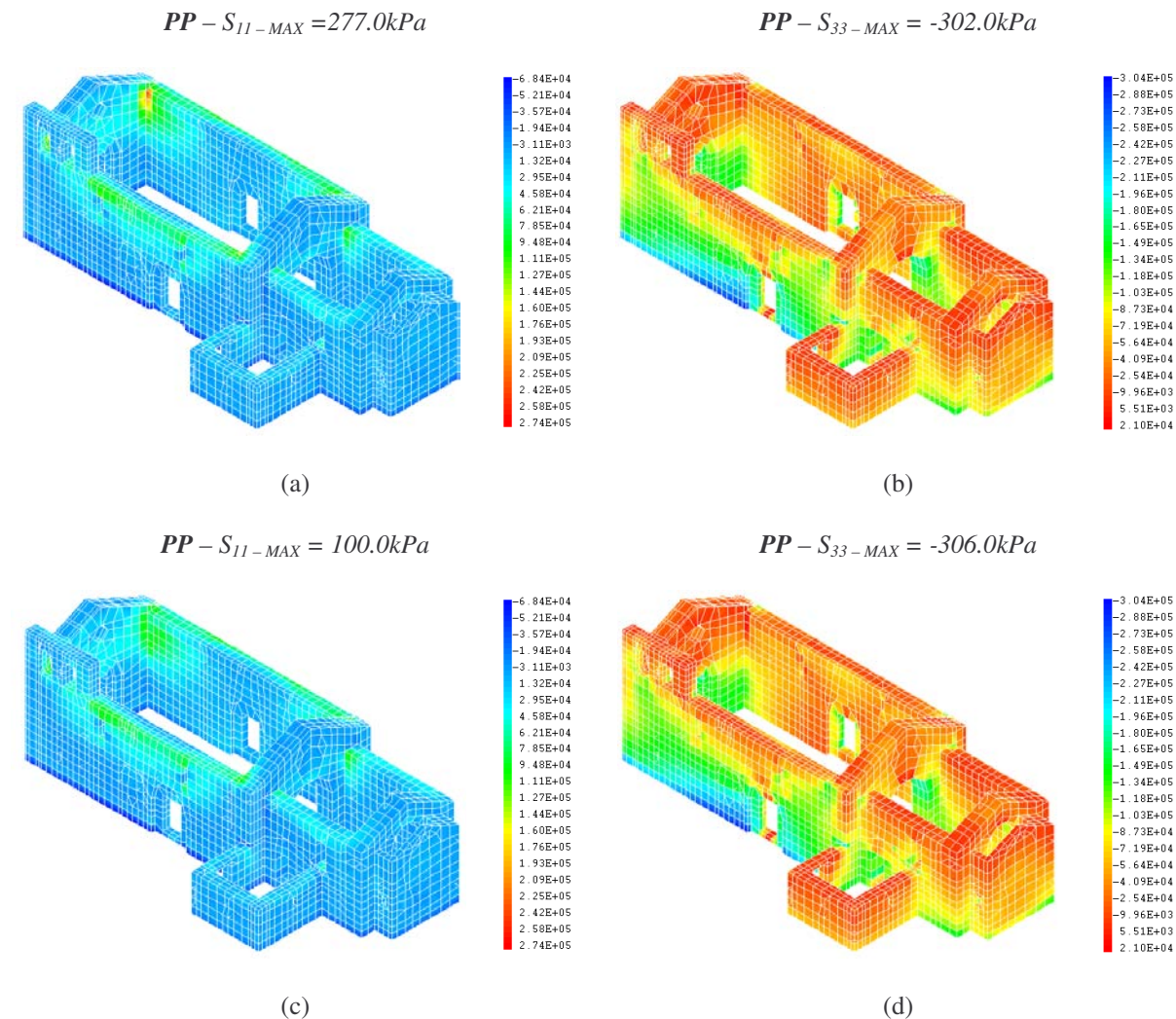


Figura 5.30 – Mapa de tensões da igreja principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  (MSV-A1) para as cargas verticais (Pa). (a) Tensão principal  $S_{11}$  (MSVL-A1). (b) Tensão principal  $S_{33}$  (MSVL-A1). (c) Tensão principal  $S_{11}$  (MSVNL-A1). (d) Tensão principal  $S_{33}$  (MSVNL-A1).

Na figura 5.31, podemos observar o dano de tracção ( $d^+$ ) e de compressão ( $d^-$ ) obtido com o modelo não linear MSVNL-A1.

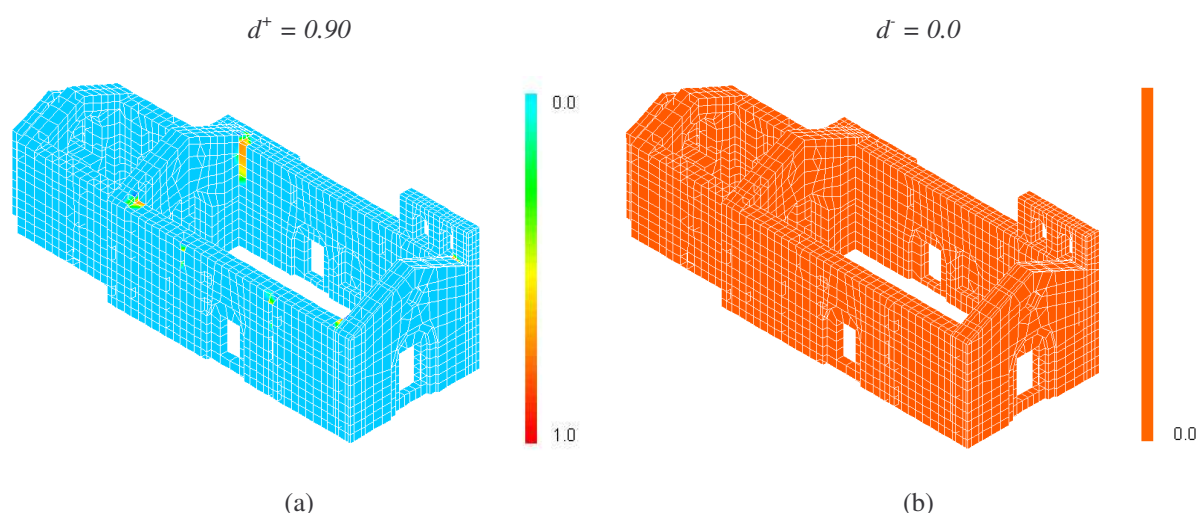


Figura 5.31 – Mapa de dano da igreja (MSVNL-A1) para as cargas verticais. (a) Dano de tracção ( $d^+$ ). (b) Dano de compressão ( $d^-$ ).

Comparando os estados de tensão iniciais determinados com os modelos MSVL-A1 e MSVNL-A1, conclui-se que tanto as tensões principais de tracção ( $S_{11}$ ) como as de compressão ( $S_{33}$ ) apresentam uma distribuição semelhantes entre eles e ao modelo de casca (MSC-A1).

Analisando os diagramas de tensão, verifica-se que as tensões de tracção são superiores no modelo linear ( $S_{11-L-MAX} = 277.0\text{kPa}$ ). No modelo não linear as tracções estão limitadas a  $100.0\text{kPa}$ , valor a partir do qual apresenta um comportamento quase frágil, obrigando o modelo a redistribuir os esforços provocando um ligeiro aumento nas compressões ( $S_{33-NL-MAX} = 306.0\text{kPa}$ ) relativamente ao modelo linear ( $S_{33-L-MAX} = 302.0\text{kPa}$ ), não sendo atingido em nenhum dos modelos o limite elástico de compressão, donde resulta o dano de compressão nulo (figura 5.31b).

No que diz respeito ao dano de tracção, as cargas verticais, principalmente da cobertura, criam zonas muito concentradas de dano como se pode observar na figura 5.31a, com valores máximos de 0.90.

## 5.6. ANÁLISE SÍSMICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA IGREJA VELHA DE GONDAR

### 5.6.1. Equação de equilíbrio dinâmico

O equilíbrio dinâmico de uma estrutura num instante  $t$  é estabelecido por intermédio da seguinte equação:

$$\underline{M} \ddot{\underline{u}}_t + \underline{C} \dot{\underline{u}}_t + \underline{K} \underline{u}_t = \underline{F}_t \quad (5.4)$$

Em que  $\underline{M}$  é a matriz de massa,  $\underline{C}$  é a matriz de amortecimento e  $\underline{K}$  é a matriz de rigidez. A dimensão de cada uma destas matrizes corresponde ao número de graus de liberdade do sistema.

A equação de equilíbrio dinâmico de um sistema discreto traduz o equilíbrio das forças efectivas associadas a cada um dos graus de liberdade do sistema. Existem quatro tipos de forças:

- Forças de inércia ( $\underline{F}_I(t)$ );

$$\underline{F}_I(t) = -\underline{M} \ddot{\underline{u}}_t \quad (5.5)$$

- Forças de amortecimento ( $\underline{F}_D(t)$ );

$$\underline{F}_D(t) = -\underline{C} \dot{\underline{u}}_t \quad (5.6)$$

- Forças elásticas ( $\underline{F}_E(t)$ );

$$\underline{F}_E(t) = -\underline{K} \underline{u}_t \quad (5.7)$$

- Forças exteriores ( $\underline{F}_t(t)$ ).

$$\underline{F}_I(t) + \underline{F}_D(t) + \underline{F}_E(t) + \underline{F}_t(t) = 0 \quad (5.8)$$

Como se pode observar nas equações anteriores, estas forças estão directamente relacionadas com os deslocamentos ( $\underline{u}_t$ ), velocidades ( $\dot{\underline{u}}_t$ ) e acelerações ( $\ddot{\underline{u}}_t$ ) que definem a resposta dinâmica do sistema discreto.

### 5.6.2. Resolução de problemas dinâmicos não lineares

#### 5.6.2.1. Método de Newmark

A análise sísmica (resolução do problema dinâmico) foi efectuada integrando as equações de equilíbrio dinâmico no tempo, passo a passo, através do procedimento *PASAPAS* implementado em Cast3M, o qual se baseia no método de Newmark. Trata-se de um método implícito de integração passo a passo, que mediante uma escolha criteriosa de parâmetros é incondicionalmente estável. Este método assume uma variação linear das acelerações, razão pela qual se integra na família de métodos trapezoidais generalizados. Deste modo, a velocidade e deslocamento no instante  $t+\Delta t$  são expressos por:

$$\dot{\underline{u}}_{t+\Delta t} = \dot{\underline{u}}_t + [(1-\gamma)\ddot{\underline{u}}_t + \gamma\ddot{\underline{u}}_{t+\Delta t}] \Delta t \quad (5.9)$$

$$\underline{u}_{t+\Delta t} = \underline{u}_t + \dot{\underline{u}}_t \Delta t + \left[ \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{\underline{u}}_t + \beta \ddot{\underline{u}}_{t+\Delta t} \right] \Delta t^2 \quad (5.10)$$

Os parâmetros  $\beta$  e  $\gamma$  foram introduzidos no método por forma a controlar a estabilidade e precisão. O factor  $\gamma$  estabelece uma ponderação linear entre as acelerações inicial e final, tendo em vista a definição da velocidade (5.9). O factor  $\beta$  estabelece uma ponderação linear entre as acelerações inicial e final, tendo agora em vista a definição do deslocamento (5.10). Estes parâmetros são assumidos pelo procedimento *PASAPAS* como sendo  $\gamma = 1/2$  e  $\beta = 1/4$ , como proposto na bibliografia, para termos uma estabilidade incondicional e uma eficiência máxima.

Considerando  $\Delta \underline{u}_{t+\Delta t} = \underline{u}_{t+\Delta t} - \underline{u}_t$ , e separando as contribuições associadas ao instante  $t$  das correspondentes ao instante  $t+\Delta t$ , as expressões 5.9 e 5.10 podem ser rescritas da seguinte forma:

$$\ddot{\underline{u}}_{t+\Delta t} = \tilde{\ddot{\underline{u}}}_t + \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta \underline{u}_{t+\Delta t} \quad (5.11)$$

$$\dot{\underline{u}}_{t+\Delta t} = \tilde{\dot{\underline{u}}}_t + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta \underline{u}_{t+\Delta t} \quad (5.12)$$

$$\underline{u}_{t+\Delta t} = \underline{u}_t + \Delta \underline{u}_{t+\Delta t} \quad (5.13)$$

Em que:

$$\tilde{\ddot{\underline{u}}}_t = -\frac{1}{\beta \Delta t} \dot{\underline{u}}_t - \left( \frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\underline{u}}_t \quad (5.14)$$

$$\ddot{\underline{u}}_t = -\left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right)\dot{\underline{u}}_t - \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)\ddot{\underline{u}}_t \quad (5.15)$$

Substituindo as fórmulas 5.11 a 5.15 na equação 5.4 para o instante  $t+\Delta t$  obtêm-se:

$$\left[\frac{1}{\beta\Delta t^2}\underline{M} + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\underline{C}\right]\Delta\underline{u}_{t+\Delta t} + \underline{K}(\underline{u}_t + \Delta\underline{u}_{t+\Delta t}) = \underline{f}_{t+\Delta t} - \underline{M}\ddot{\underline{u}}_t - \underline{C}\dot{\underline{u}}_t \quad (5.16)$$

A resolução desta equação passa pela determinação da variação incremental do vector de deslocamentos  $\Delta\underline{u}_{t+\Delta t}$  que tem que ser obtido por um processo iterativo, uma vez que o vector das forças resistentes internas ( $\underline{K}$ ), tem uma dependência não linear do vector de deslocamentos actualizado ( $\underline{u}_{t+\Delta t}$ ). O método usado na resolução do problema não linear foi o método de *Newton-Raphson*.

O método de Newmark faz depender a escolha do intervalo de integração  $\Delta t$  apenas do conteúdo em frequências da estrutura em análise e da acção a introduzir, sendo recomendável usar um valor de  $\Delta t \leq T_m/10$ , em que  $T_m$  é o valor do período do maior modo susceptível de ser excitado. Neste caso, e tendo em conta os resultados da análise modal e dos espectros de potência anteriormente expostos, considerou-se que um valor de  $\Delta t = 0,01s$  seria indicado para efectuar a integração, resultando num total de 1001 passos de integração para os sismos tipo 2 adoptados para este estudo.

### 5.6.3. Amortecimento de Rayleigh ( $\zeta$ )

A matriz de amortecimento (5.17) foi obtida segundo a formulação de Rayleigh. Trata-se de um amortecimento puramente viscoso proporcional às matrizes de massa e de rigidez, (figura 5.32).

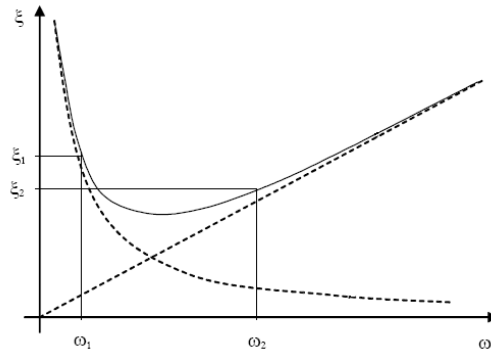


Figura 5.32 – Evolução do amortecimento relativo em função da frequência para o modelo de amortecimento de Rayleigh.

$$\underline{C} = \alpha\underline{M} + \lambda\underline{K} \quad (5.17)$$



Da equação anterior facilmente se deduz que o amortecimento varia com a frequência através da relação apresentada na equação seguinte:

$$\xi_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\lambda \cdot \omega_n}{2} \quad (5.18)$$

Conhecidas as frequências  $\omega_1$  e  $\omega_2$  e considerando que o amortecimento é o mesmo para as duas frequências  $\xi = \xi_1 = \xi_2$  determinam-se os parâmetros  $\alpha$  e  $\lambda$  que permitem traçar a curva de evolução do amortecimento em função da frequência da estrutura.

$$\alpha = \frac{2 \cdot \xi \cdot \omega_1 \cdot \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (5.19)$$

$$\lambda = \frac{2 \cdot \xi}{\omega_1 + \omega_2} \quad (5.20)$$

A matriz de amortecimento foi então determinada através do procedimento *EURRAYL*, sendo calculado através da combinação linear das matrizes de massa e rigidez admitindo um coeficiente de amortecimento e os primeiros modos globais da estrutura em cada uma das direcções XX e YY ( $\omega_1$  e  $\omega_2$ ) determinados através das análises modais e apresentados no quadro seguinte.

Quadro 5.6 – Frequências dos primeiros modos globais em cada uma das direcções XX e YY para os modelos base da igreja (A1) em elementos de casca (MSC-A1) e em elementos de volume (MSV-A1).

MODELO	$\omega_1$	$\omega_2$
MSC-A1	4.7	9.7
MSV-A1	5.2	10.1

O coeficiente de amortecimento usado no procedimento *EURRAYL* foi o coeficiente de amortecimento histerético equivalente ( $\xi_{hist}$ ) determinado no ponto seguinte a partir dos resultados experimentais obtidos em (Vasconcelos, 2005).

#### 5.6.3.1. Amortecimento histerético ( $\xi_{hist}$ )

No cálculo dinâmico de estruturas é importante entrar em conta com o amortecimento histerético ( $\xi_{hist}$ ) da estrutura. Este amortecimento normalmente entra indirectamente nos cálculos dinâmicos como parte do comportamento do material. No entanto, pelo facto de o modelo de dano usado neste estudo não ter a capacidade desejada de dissipação de energia, ou seja, apresentar um amortecimento histerético mais baixo, esse parâmetro será determinado separadamente e introduzido no cálculo de forma artificial.



O amortecimento histerético foi determinado para todas as curvas experimentais força vs deslocamento obtidas por Graça Vasconcelos (Vasconcelos, 2005) nas paredes ensaiadas (WI). O amortecimento foi determinado para os diferentes níveis de ductilidade das curvas experimentais por forma a se obter a evolução do amortecimento.

De acordo com (Priestley, 2003), o amortecimento histerético pode ser determinado a partir da energia dissipada total de um ciclo estável, através da seguinte equação:

$$\xi_{hist} = 100 \times \frac{A_h}{2 \times \pi \times F_m \times \Delta_m} \quad (5.21)$$

$A_h$  - Energia dissipada da envolvente do ciclo força vs deslocamento;

$F_m$  - Força máxima da curva experimental força vs deslocamento;

$\Delta_m$  - Máximo deslocamento da curva experimental força vs deslocamento.

O amortecimento histerético obtido foi de aproximadamente 10% e corresponde à média dos valores obtidos para as diferentes curvas experimentais. No entanto, este valor que numa situação real apenas é atingido em regime não linear da estrutura é demasiado elevado para ser introduzido como permanente no cálculo dinâmico da igreja, até porque o comportamento não linear que gera o patamar da curva força vs deslocamento global resulta em grande parte do dano em tracção (fissuração), mantendo-se em regime elástico, ou próximo do elástico em compressão. Assim, foi adoptado para amortecimento o valor de 8%, ligeiramente inferior ao valor estimado de 10%.

Na figura seguinte é então a apresentado a variação do amortecimento ao longo da gama de frequências usando a formulação de Rayleigh.

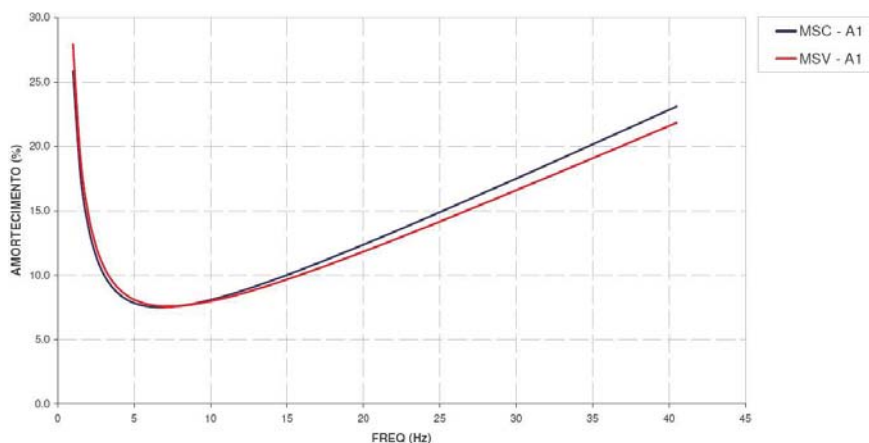


Figura 5.33 – Amortecimento estrutural viscoso segundo a formulação de Rayleigh.

As análises sísmicas efectuadas neste estudo focaram o comportamento global da igreja, sendo representadas para cada uma das análises efectuadas as envolventes das tensões principais máximas, as envolventes dos deslocamentos absolutos máximos e as deformadas para deslocamentos máximos registados, permitindo identificar as zonas críticas da estrutura.

#### 5.6.4. Acção sísmica considerada no estudo da igreja de Gondar

Para a análise sísmica da igreja de Gondar, que se situa na zona Norte do país, foram gerados acelerogramas artificiais com base nos espectros de resposta da norma EN 1998-1:2005 (CEN, 2005) e no zonamento proposto no Documento Nacional de Aplicação (DNA).

Os acelerogramas foram gerados usando o programa SIMQKE (Vanmarckle, 1969). O programa gerou automaticamente 10 acelerogramas para cada um dos tipos de sismos expostos na norma EN 1998-1:2005, sismo tipo 1 correspondentes a sismos afastados e sismo tipo 2 correspondente a sismos próximos/intraplaca. Os acelerogramas gerados com este programa são função da zona do território em que se encontra a estrutura e do tipo de terreno sobre o qual esta se encontra instalada. Os acelerogramas são posteriormente tratados usando uma folha de cálculo desenvolvida em (Campos Costa, 1993), que permite visualizar o espectro de resposta correspondente a cada um dos acelerogramas gerados e compará-lo com os espectros regulamentares.

No caso do edifício em estudo os acelerogramas foram obtidos para a zona 5 (figura 5.34) e para um terreno médio (Tipo C), correspondendo a acelerações máximas de referência de  $150\text{cm/s}^2$  para o sismo afastado (Tipo 1), e de  $80\text{cm/s}^2$  para o sismo próximo (Tipo 2).

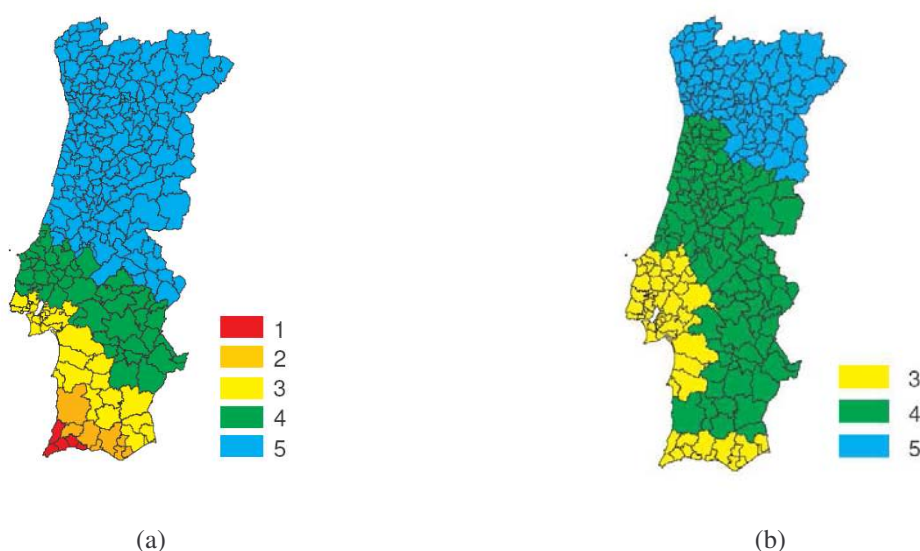
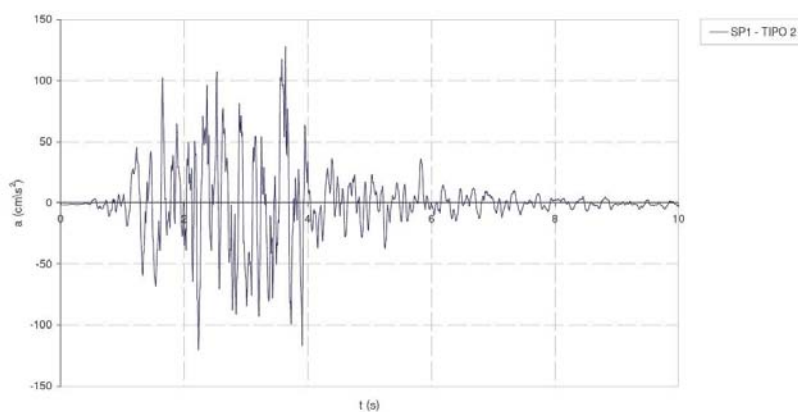


Figura 5.34 – Zonamento sísmico em Portugal Continental, (Carvalho, 2007). (a) Tipo 1. (b) Tipo 2.

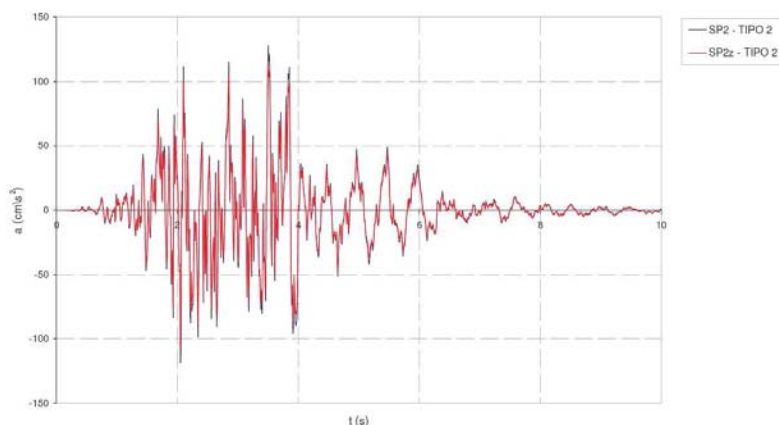
Como nesta fase do trabalho se pretende estudar o comportamento sísmico da estrutura aplicando várias estratégias de modelação e diferentes níveis de complexidade geométrica, não se pretendendo no entanto efectuar qualquer estudo estatístico, optou-se por adoptar, um dos 10 acelerogramas gerados para representar a acção sísmica em cada uma das direcções principais horizontais (XX e YY) e outro para a acção sísmica vertical (ZZ).

A análise modal preliminar efectuada no ponto 5.4 permitiu concluir que os sismos próximos são os mais danosos para esta estrutura. Como tal foi seleccionado apenas um sismo deste tipo (SP1 - figura 5.35a) a aplicar nas direcções horizontais (XX e YY) e outro (SP2z - ilustrado a azul na figura 5.35b) a aplicar na direcção vertical (ZZ).

Refira-se que o acelerograma correspondente à acção vertical (ZZ) será reduzido de acordo com os valores recomendados na norma EN 1998-1:2005. Neste caso, como se trata de um sismo próximo (tipo 2) o acelerograma SP2z corresponde a 90% do original (SP2) ilustrado a vermelho na figura 5.35b.



(a)



(b)

Figura 5.35 – Acelerogramas adoptados (Tipo 2). (a) SP1. (b) SP2.

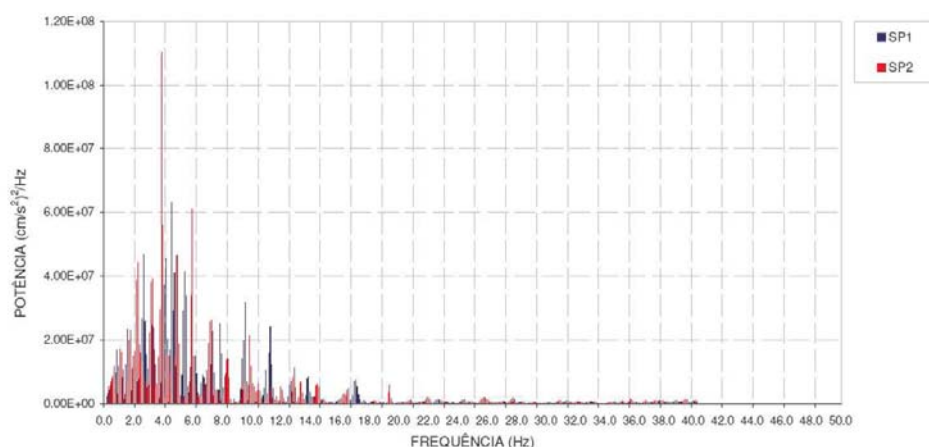


Figura 5.36 – Espectro de potência dos sismos próximos SP1 e SP2.

Da análise do espectro de potência, é possível concluir que ambos os sismos (SP1 e SP2) possuem um conteúdo rico em frequências até cerca dos 18.0Hz. Além disso, a análise conjunta deste espectro de potência e dos resultados obtidos na análise modal preliminar permite concluir que existe uma boa proximidade entre as frequências predominantes dos sismos (figura 5.36) e as frequências da estrutura nas direcções principais (XX, YY e ZZ), tal como se constata da análise do espectro de resposta em frequência da figura 5.37.

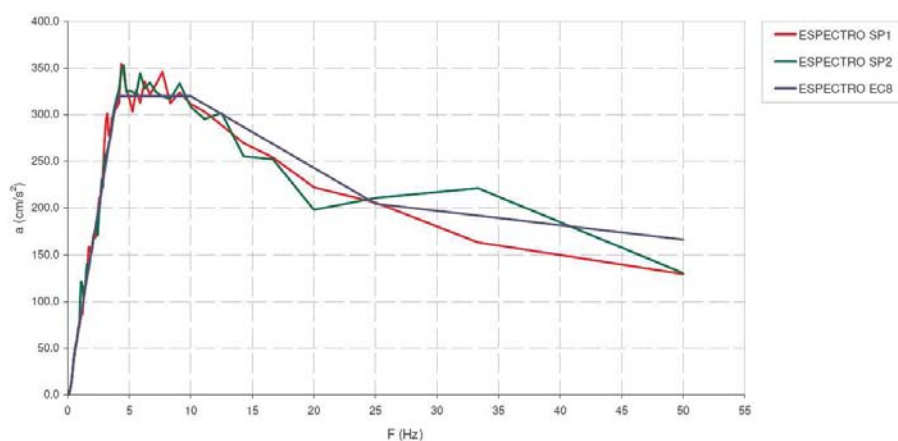


Figura 5.37 – Espectro de resposta em frequência dos sismos próximos SP1 e SP2.

No caso do sismo SP1, as maiores acelerações aparecem para frequências perto das primeiras frequências globais da estrutura nas direcções principais horizontais (XX e YY). No que diz respeito ao SP2, dentro dos sismos gerados este foi aquele que apresentou maiores acelerações no espectro para o intervalo de frequências correspondente aos primeiros modos verticais obtidos na análise modal preliminar.

#### 5.6.4.1. Combinação de acções

Tendo como objectivo a análise do comportamento à acção sísmica da igreja de Gondar, numa primeira fase foram usadas 2 combinações:  $Comb_1$ , caracterizada pela introdução da acção sísmica SP1 na direcção transversal (XX) da igreja, e  $Comb_2$ , caracterizada pela introdução da acção sísmica SP1 na direcção longitudinal (YY), por forma a melhor compreender o efeito de cada uma das componentes horizontais do sismo isoladamente e a facilitar a comparação de resultados:

$$Comb_1 = G_k + (SP_1)_X$$

$$Comb_2 = G_k + (SP_1)_Y$$

Neste estudo foram ainda consideradas as combinações de acções  $Comb_3$  e  $Comb_4$ , nas quais, para além das acções sísmicas em cada uma das direcções horizontais (XX e YY), foi considerada a componente sísmica na direcção vertical (ZZ). Na  $Comb_3$  foi introduzido o acelerograma SP1 na direcção XX e 90.0% do acelerograma SP2 na direcção ZZ. Na  $Comb_4$  o acelerograma SP1 foi introduzido na direcção longitudinal da igreja YY juntamente com uma componente sísmica vertical igual à da combinação  $Comb_3$ .

A análise da estrutura com estas duas últimas combinações resulta do facto da componente vertical dos sismos poder ter uma influência importante no comportamento global da estrutura, uma vez que cria condições que provocam ciclicamente a redução do efeito benéfico da componente gravítica e que, em certa medida, comanda o modo de funcionamento deste tipo de paredes, podendo aumentar a sua vulnerabilidade à acção sísmica.

$$Comb_3 = G_k + (SP_1)_X + (0.9 \times SP_2)_Z$$

$$Comb_4 = G_k + (SP_1)_Y + (0.9 \times SP_2)_Z$$

#### 5.6.5. Modelos de comportamento linear

Na análise sísmica da igreja de Gondar começou-se por considerar a alvenaria de pedra como tendo um comportamento linear elástico, usando tanto o modelo com elementos de casca (MSC-A1) como o modelo simplificado de elementos volume (MSV-A1). O modelo de elementos de volume mais detalhado (MCV-A1) não foi usado nesta análise sísmica. O tempo de cálculo dinâmico e a capacidade de armazenamento de resultados são demasiado elevados, tornando este modelo inviável, principalmente quando se considera comportamento não linear para o material, pelo que se decidiu não prosseguir o estudo com este modelo.

Estas análises, para além de permitirem comparar os resultados dos vários modelos em regime linear, serviram como ponto de partida e base de comparação para todas as outras análises que contemplaram soluções de reforço e de comportamento material não linear.

#### 5.6.5.1. Análise linear com elementos de casca (MSCL-A1)

A análise sísmica do modelo MSVL-A1 começou por ser efectuada para as combinações de acções  $Comb_1$  e  $Comb_2$ , com o objectivo de estudar o efeito individual de cada uma das componentes horizontais do sismo ( $SP1_X$  e  $SP1_Y$ ) na estrutura.

- **Análise do estado de deformação**

Na figura 5.38 encontra-se representada a envolvente dos deslocamentos máximos absolutos registados em toda a igreja para as combinações consideradas.

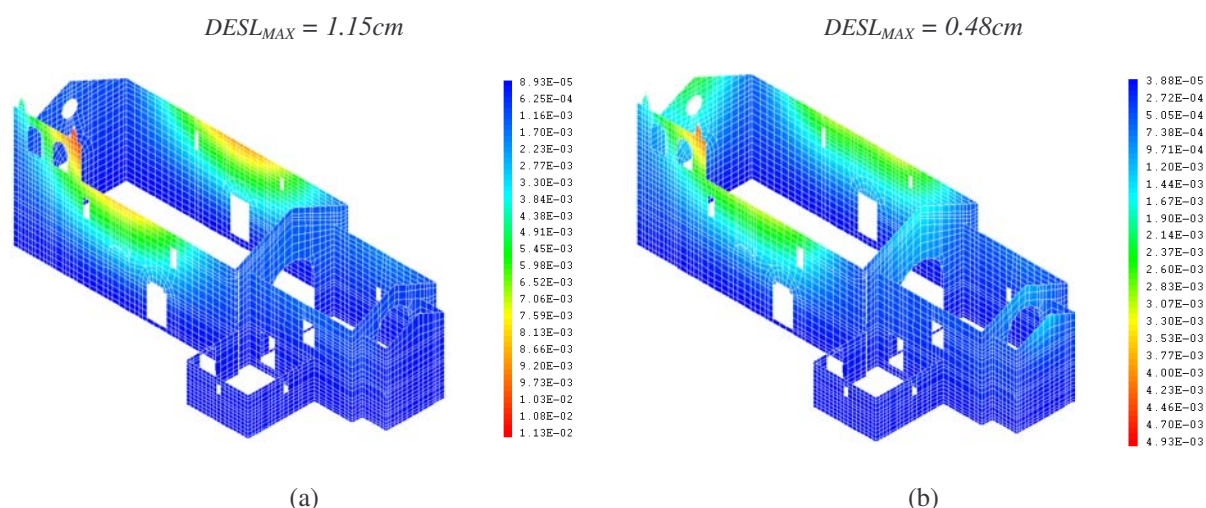


Figura 5.38 – Envolvente dos deslocamentos máximos absolutos (m) para o modelo MSCL-A1 sob acção sísmica. (a)  $Comb_1$ . (b)  $Comb_2$ .

Os maiores deslocamentos ocorrem no topo das paredes laterais da nave para a acção sísmica  $SP1$  aplicada na direcção transversal da igreja (XX), uma vez que esta é a direcção de menor rigidez da estrutura (figura 5.38a). Em ambas as combinações de acções consideradas o máximo deslocamento foi registado na torre sineira, como é visível na figura 5.39 ilustrativa da deformada da estrutura da igreja no instante correspondente aos maiores deslocamentos absolutos registados para cada uma das combinações.

Na  $Comb_2$ , em que a acção sísmica foi introduzida apenas na direcção longitudinal da igreja (YY), aparecem deslocamentos nas paredes de topo da nave na ordem dos 0.25cm. No entanto, os maiores deslocamentos continuaram a ser registados nas paredes laterais de fachada da nave e com valores semelhantes aos obtidos apenas para a acção das cargas permanentes, o que permite concluir: que a forma geométrica regular da igreja “impede” que a acção  $SP2_Y$  se repercuta na direcção transversal.



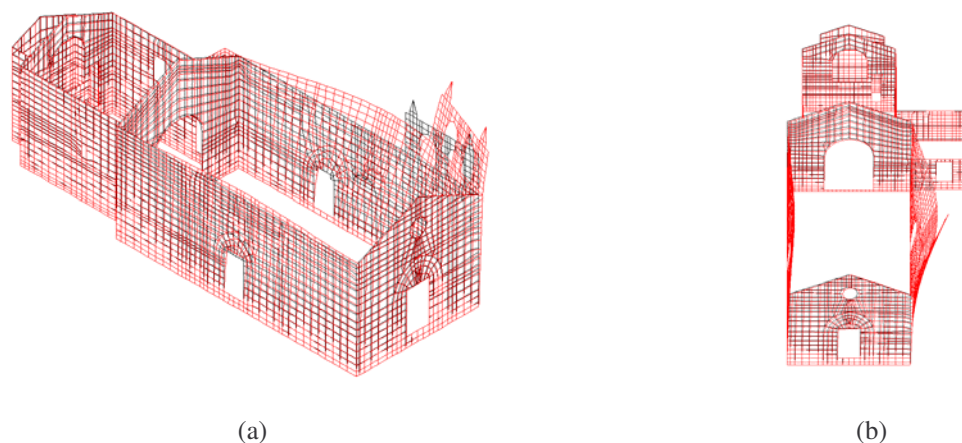


Figura 5.39 – Deformada da igreja para os máximos deslocamentos absolutos registados para a  $Comb_2$  em cada uma das direcções principais – MSCL-A1. (a) XX. (b) YY.

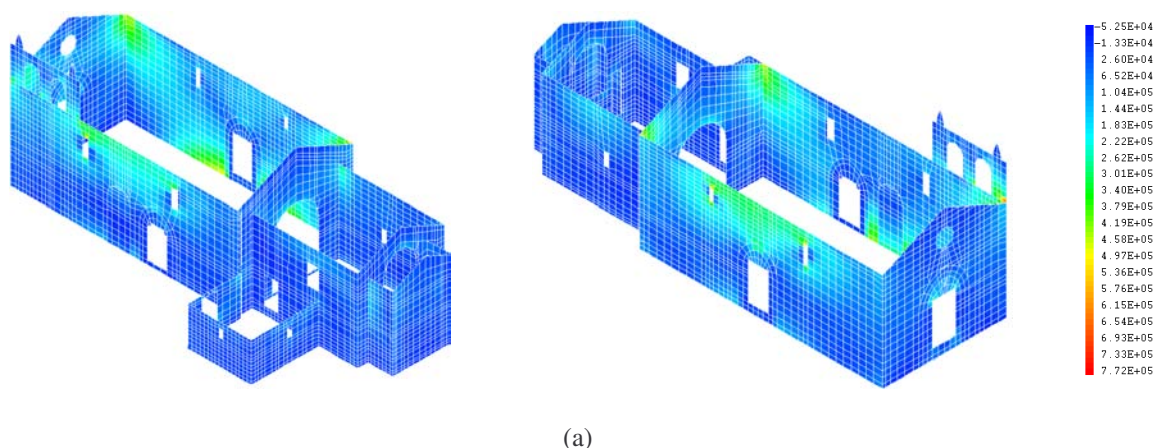
- **Análise do estado de tensão**

Os resultados apresentados de seguida correspondem às envolventes das máximas tensões principais  $S_{11}$  e  $S_{22}$  resultantes das análises sísmicas efectuadas com o modelo MSCL-A1 e para as combinações de acções  $Comb_1$  e  $Comb_2$ . A avaliação das tensões principais e da sua direcção têm grande importância uma vez que permite simultaneamente avaliar as tensões máximas instaladas e compreender as trajectórias dos esforços, determinando assim a direcção da fendilhação na estrutura em consequência da acção aplicada.

### 1) $Comb_1$

Começou-se então esta análise sísmica pela compreensão da resposta da estrutura quando solicitada pela combinação  $Comb_1$ .

$$Comb_1 - S_{11-MAX} = 778.0kPa$$





$$Comb_I - S_{22} - MAX = -775.0kPa$$

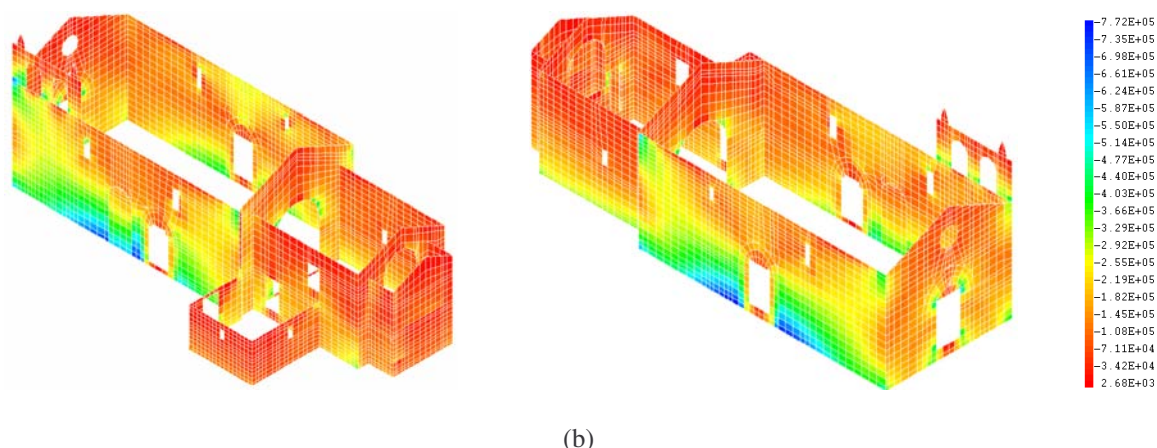


Figura 5.40 – Mapa de tensões da igreja (MSCL-A1) nas direcções principais  $S_{11}$  e  $S_{22}$  e para a combinação  $Comb_I$  (Pa). (a) Tensão principal  $S_{11}$ . (b) Tensão principal  $S_{22}$ .

Os resultados mostram que a acção sísmica  $SP1_X$  induz um aumento significativo tanto nas tensões de compressão como de tracção relativamente ao estado de tensão inicial, correspondente à acção das cargas verticais. Começando pela análise dos esforços de tracção, da figura 5.40a constata-se, que estes se localizam essencialmente:

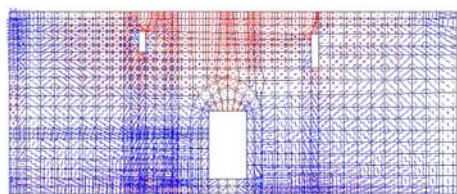
- Nas zonas de intersecção das fachadas perimetrais da nave, mais precisamente na parte interior da igreja junto à cobertura. A acção sísmica ao ser aplicada na direcção do plano das fachadas de topo (XX) faz com que as fachadas laterais da nave (F1, F2 - figura 5.3) sejam obrigadas a flectir em torno dos eixos verticais formados pelas intercepções destas com as paredes de topo, as quais são muito rígidas no seu plano. Este comportamento faz com que se gerem, inevitavelmente, concentrações de esforços nestas zonas de intersecção, apresentando de uma forma geral valores de aproximadamente 500.0kPa, à excepção da intersecção da fachada F2 com a F3 onde se registou, para além do valor máximo de tracção (778.0kPa), uma grande mancha de esforços de tracção bem visíveis na figura 5.41d, possivelmente devido ao acréscimo de momento introduzido pela torre sineira.
- Na parte interior da igreja junto à base das fachadas laterais com valores de aproximadamente 500.0kPa (figura 5.41b e figura 5.41d) e na parte exterior dessas mesmas fachadas mas agora junto à cobertura com valores máximos na ordem dos 350.0kPa (figura 5.41a e figura 5.41c). Estas duas zonas de concentração de esforços ocorrem devido ao efeito de flexão das paredes fora do plano induzido pela acção da cobertura e pela acção sísmica, sendo também indicativas de que as fachadas laterais tendem a flectir para o exterior da igreja.

- São ainda de realçar os picos de tracções junto às frestas na face exterior das fachadas laterais da nave (figura 5.40a).

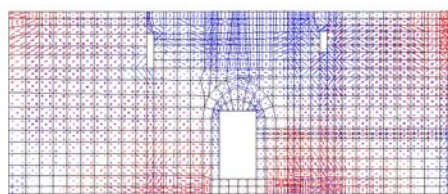
No que diz respeito aos esforços de compressão induzidos pela combinação de acções ( $Comb_1$ ) e ilustrados na figura 5.40b, constata-se que existe um aumento significativo relativamente às compressões introduzidas pela acção das cargas verticais. Ao analisar as tensões de compressão, verifica-se que estas se concentram principalmente:

- Na face exterior das fachadas laterais junto à base, tal como se pode observar na figura 5.40b, devido ao efeito conjunto da compressão e da flexão fora do plano destas paredes. Foi nesta zona que se registou o valor máximo de compressão (775.0kPa) e a maior concentração de esforços de compressão.
- Na face exterior da igreja nas zonas de intercepção das fachadas perimetrais da nave, especialmente na zona de intersecção das fachadas F2 e F3 (figura 5.41c), pelos motivos já referidos anteriormente.
- E ainda de uma forma localizada, junto aos arranques do arco cruzeiro (fachada F4) e nos cantos da entrada principal da igreja na fachada frontal (F3), devido à flexão no plano dessas fachadas (figura 5.40b).

**F1 –  $Comb_1 - S_{11}$**

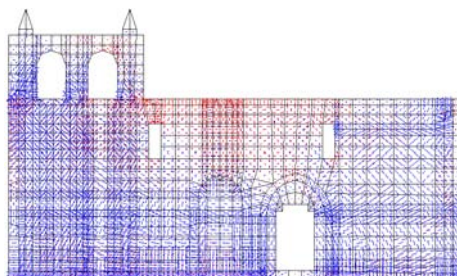


(a)

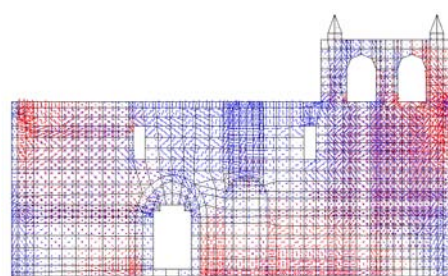


(b)

**F2 –  $Comb_1 - S_{11}$**



(c)



(d)

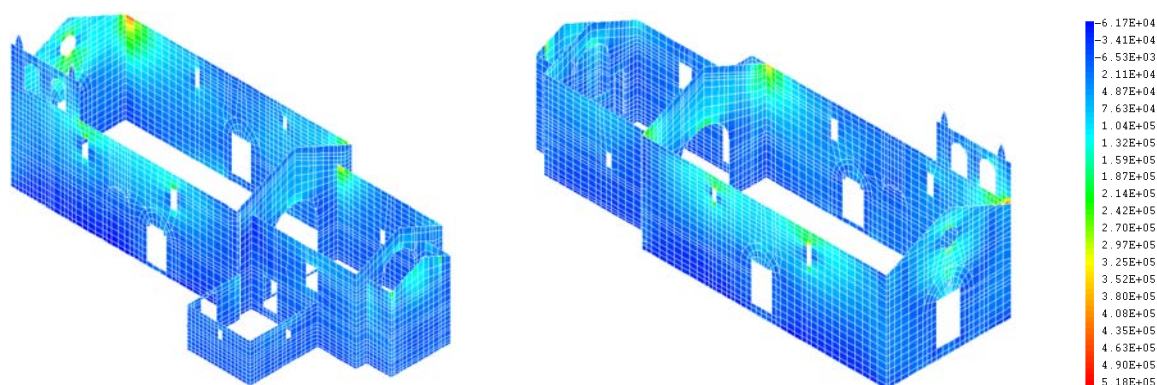
■ TRACÇÕES  
■ COMPRESSÕES

Figura 5.41 – Caminho das tensões para os máximos deslocamentos em cada uma das fachadas F1 e F2 ( $Comb_1$ ). (a) Tensões principais na face exterior de F1. (b) Tensões principais na face interior de F1. (c) Tensões principais na face exterior de F2. (d) Tensões principais na face interior de F2.

2)  $Comb_2$ 

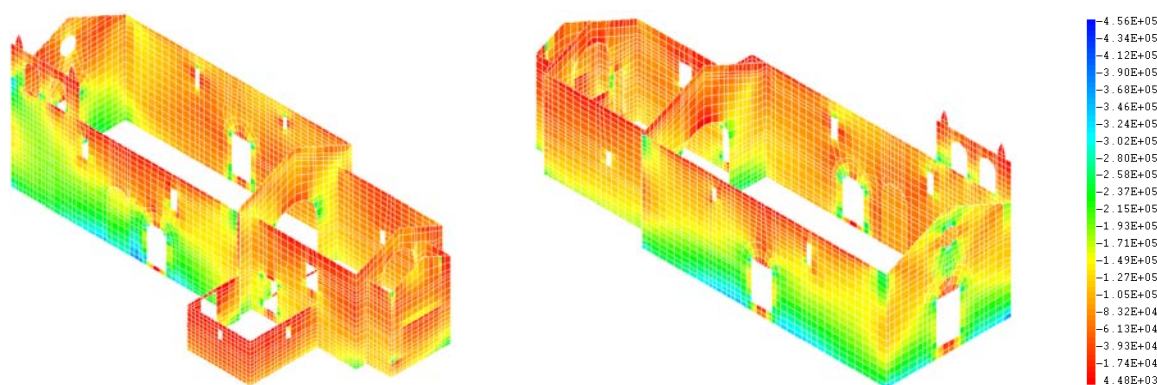
De seguida passou-se à análise da resposta sísmica da estrutura quando solicitada pela combinação  $Comb_2$ .

$$Comb_2 - S_{11} - MAX = 483.0kPa$$



(a)

$$Comb_2 - S_{22} - MAX = -416.0kPa$$



(b)

Figura 5.42 – Mapa de tensões da igreja (MSCL-A1) nas direcções principais  $S_{11}$  e  $S_{22}$  e para a combinação  $Comb_2$ . (a) Tensão principal  $S_{11}$ . (b) Tensão principal  $S_{22}$ .

A acção sísmica  $Comb_2$  induz de uma forma geral um aumento das tracções, principalmente:

- Na face interior das paredes de topo da nave (F3 e F4) com valores na ordem dos 270.0kPa, tal como se pode observar na figura 5.42a. O padrão de distribuição das tracções na face interior da fachada F3 (figura 5.43b) é indicativo do efeito conjunto de flexão dessa fachada em torno dos eixos verticais  $e_1$  e  $e_2$  e da flexão em torno de  $e_3$  quando a parede se deforma fora do seu plano e para o interior da igreja, (figura 5.43b). Por outras palavras estas tracções resultam do efeito conjunto da deformada introduzida pelo peso da cobertura nas fachadas da nave (efeito de pipa) e do travamento fora do plano, pela cobertura, das fachadas de topo, já descrito anteriormente no ponto 5.5.1. No entanto, a acção sísmica agora considerada, obriga as

paredes a oscilar em torno da posição de equilíbrio introduzida pelas cargas permanentes, agravando as tracções nesta zona, passando o valor máximo das tracções de 50.0kPa para 270.0kPa.

- Na face exterior da fachada frontal aparecem também tracções mas com valores mais pequenos, o que faz sentido uma vez que para a posição de equilíbrio a partir da qual a acção sísmica faz oscilar as fachadas, esta zona encontra-se ligeiramente mais comprimida devido ao efeito de travamento da cobertura.
- Na face exterior da igreja nas zonas de intercepção das fachadas de topo da nave, em particular da fachada frontal (F3), com ambas as fachadas laterais (F1 e F2), zonas estas onde foram registados os máximos valores de tracção (483.0kPa).
- Na figura 5.42 é possível observar-se que continuam a aparecer tracções na face exterior das fachadas laterais da nave junto à cobertura. Como estas tracções são ligeiramente superiores às encontradas na análise da estrutura apenas com as cargas permanentes conclui-se que são resultado do efeito de pipa introduzido pelo peso da cobertura e não da acção sísmica.

$Comb_2 - S_{11}$

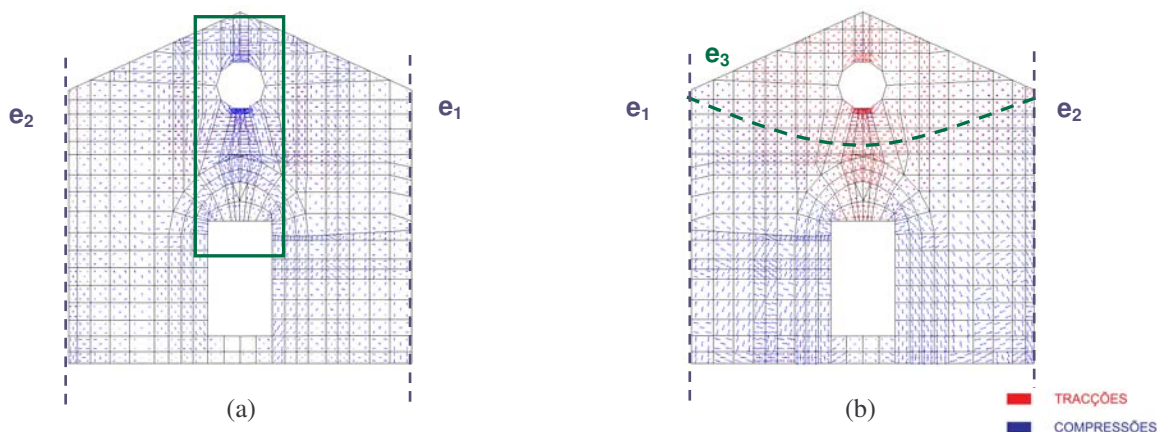


Figura 5.43 – Caminho das tensões na fachada F3 para o máximo deslocamento absoluto registado com a combinação  $Comb_2$ . (a) Tensões principais na face exterior. (b) Tensões principais na face interior.

No que diz respeito às compressões introduzidas pela combinação  $Comb_2$  na estrutura, verifica-se que estas se concentram principalmente:

- Na face exterior das fachadas laterais, junto à base. Estas compressões aparecem por flexão fora do plano dessas fachadas e devido ao efeito de compressão introduzido pelo peso próprio da estrutura, (figura 5.42b).



- Na face exterior da igreja, nas zonas de intersecção das fachadas da nave, principalmente junto à torre sineira. A qual origina um fluxo descendente de compressões na fachada F2 até à sua base, (figura 5.41).
- Nas aberturas das fachadas laterais devido à flexão no plano dessas paredes.
- Na base da fachada frontal em ambas as faces, que aparecem principalmente devido ao movimento de flexão fora do plano dessa parede, (figura 5.43).
- Finalmente temos as compressões marcadas a verde na figura 5.43a, que aparecem devido à rotação da parede em torno dos eixos verticais  $e_1$  e  $e_2$ .

#### 5.6.5.2. Análise linear com elementos de volume (MSVL-A1)

Após análise sísmica da igreja de Gondar com elementos de casca, procedeu-se a uma análise semelhante, mas agora recorrendo ao modelo de elementos de volume (MSVL-A1), tendo-se ainda comparado os resultados destas duas análises lineares elásticas (MSCL-A1 e MSVL-A1). A análise sísmica, tal como no modelo da casca, foi efectuada para as combinações de acções  $Comb_1$  e  $Comb_2$  por forma a estudar o efeito individual de cada uma das componentes horizontais do sismo ( $SP1_X$  e  $SP1_Y$ ) na estrutura e permitir a comparação dos resultados das duas análises.

#### • Análise do estado de deformação

Analizando em primeiro lugar o estado de deformação, na figura 5.44 está representada a envolvente dos deslocamentos máximos absolutos registados em toda a igreja para as combinações consideradas.

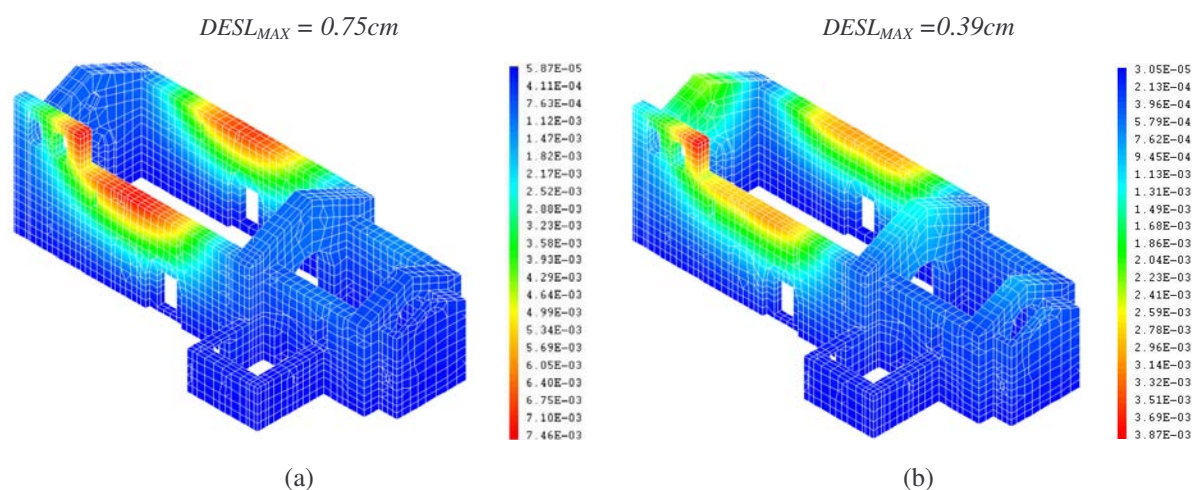


Figura 5.44 – Envolvente dos deslocamentos máximos absolutos (m) para o modelo MSVL-A1 sob acção sísmica. (a)  $Comb_1$ . (b)  $Comb_2$ .

A análise efectuada com o modelo de volume (MSVL-A1) nada acrescentou à efectuada com o modelo de casca no ponto anterior em termos de padrão de concentração de deformações, para ambas as combinações consideradas.



Figura 5.45 – Comparação dos deslocamentos máximos absolutos (cm) nas principais zonas de concentração de dano no modelo MSVL-A1 para as combinações  $Comb_1$  e  $Comb_2$  e cargas permanentes.

Comparativamente com o estado de deformação inicial correspondente à acção das cargas verticais, obtido com este mesmo modelo (MSVL-A1), a acção sísmica induz um aumento significativo dos deslocamentos máximos absolutos (figura 5.45), tal como sucedeu com o modelo de casca.

Comparando agora os resultados obtidos com MSCL-A1 e MSVL-A1, constata-se que tanto em regime estático como em dinâmico o modelo de casca apresenta maiores deslocamentos nas principais zonas de concentração de dano. As diferenças entre os dois modelos devem-se principalmente:

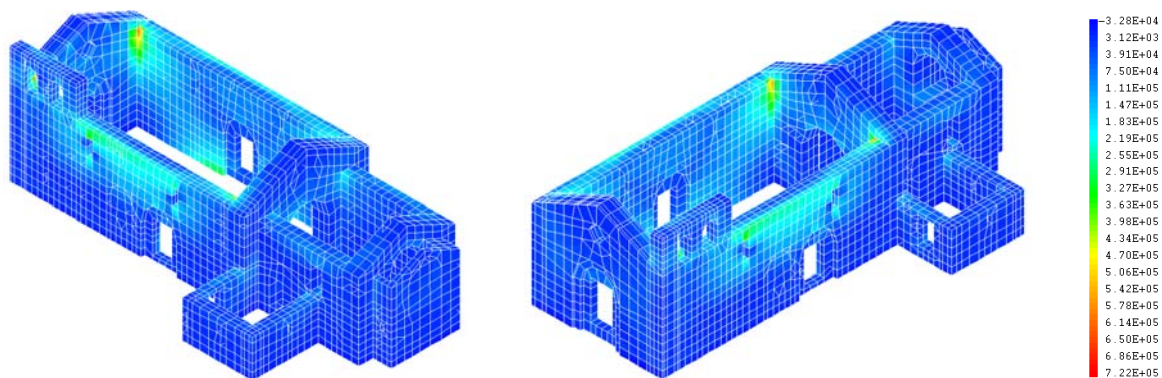
- Ao facto de nos modelos de volume as zonas de intersecção das fachadas serem zonas de maior rigidez do que nos modelos de casca. Esta rigidez acrescida nas intercepções afecta as deformações a meio das fachadas, onde aparecem as maiores deformações.
- Às simplificações geométricas adoptadas na sua fase de construção e ao tipo de elemento finito usado; o modelo de casca pelo tipo de elemento que usa obriga a simplificações mais intrusivas na geometria da igreja.

Os deslocamentos impostos pela acção sísmica nos modelos analisados, são baixos, o que se deve em grande parte às características geométricas da igreja que desempenham um papel muito relevante na forma como esta se comporta. O facto de a igreja ser baixa, robusta, com paredes espessas quando comparadas com a sua dimensão, torna-a muito rígida.

- **Análise do estado de tensão**

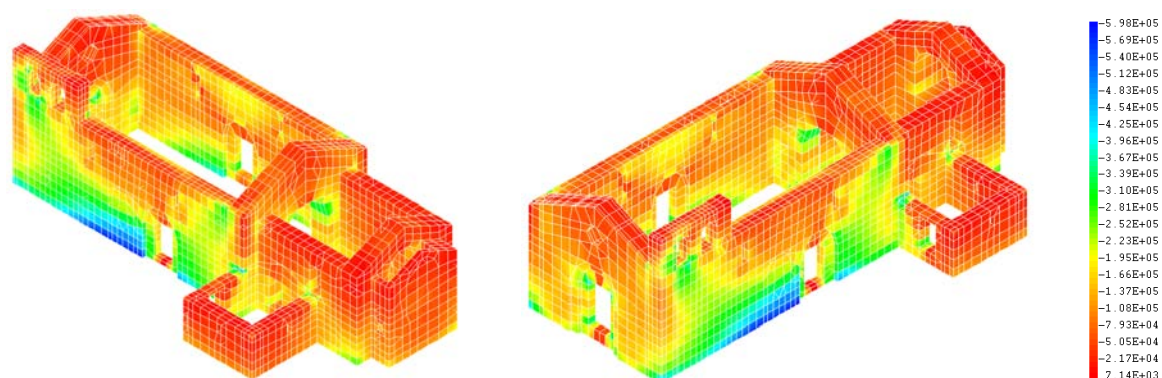
Os resultados apresentados de seguida correspondem às envolventes das máximas tensões principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  resultantes das análises sísmicas efectuadas com o modelo MSVL-A1 e para as combinações de acções  $Comb_1$  e  $Comb_2$ .

$$Comb_1 - S_{11} - MAX = 728.0kPa$$



(a)

$$Comb_1 - S_{33} - MAX = -602.0kPa$$

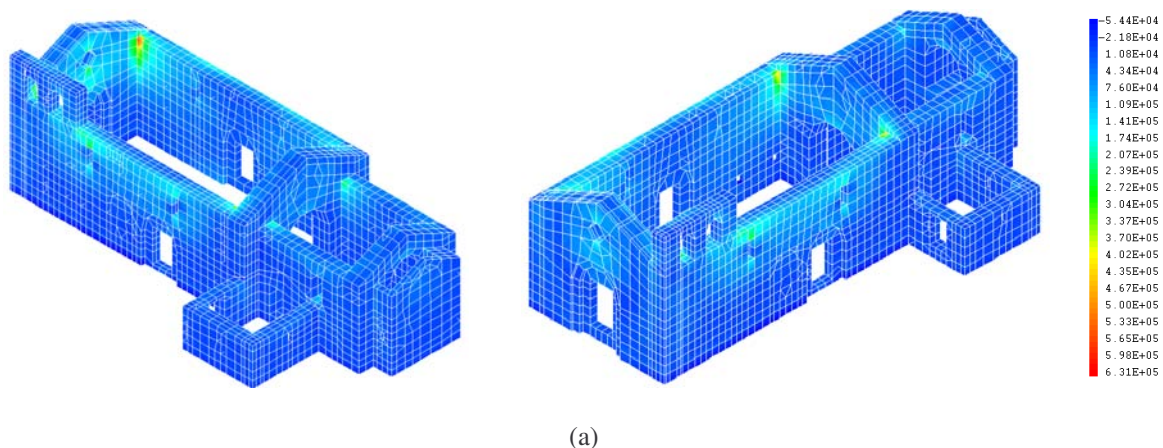


(b)

Figura 5.46 – Mapa de tensões da igreja (MSVL-A1) nas direcções principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  e para a combinação  $Comb_1$  (Pa). (a) Tensão principal  $S_{11}$ . (b) Tensão principal  $S_{33}$ .



$$Comb_2 - S_{11} - MAX = 640.0kPa$$



$$Comb_2 - S_{33} - MAX = -397.0kPa$$

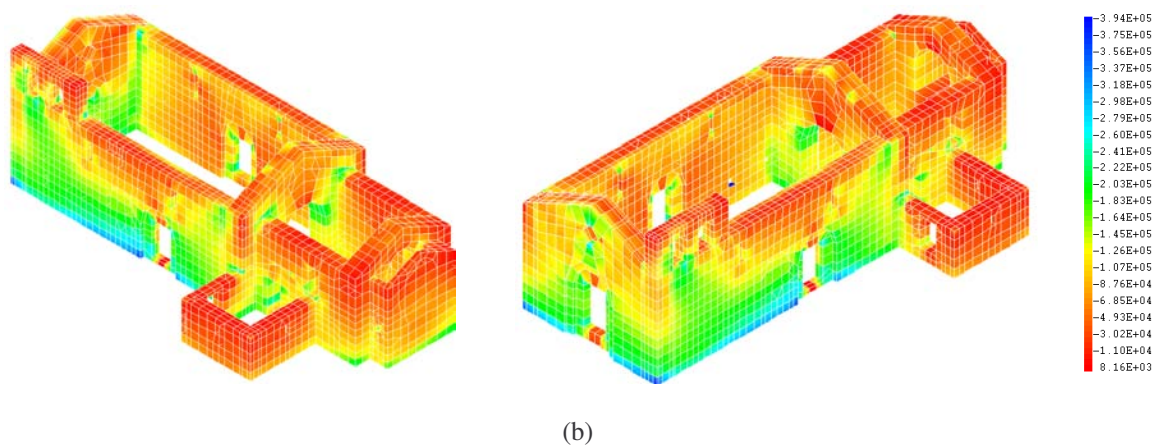


Figura 5.47 – Mapa de tensões da igreja (MSVL-A1) nas direcções principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  e para a combinação  $Comb_2$  (Pa). (a) Tensão principal  $S_{11}$ . (b) Tensão principal  $S_{33}$ .

Nas figuras seguintes (figura 5.48 e figura 5.49) estão representadas as máximas tensões ( $S_{11} - MAX$  e  $S_{33} - MAX$ ) nas principais zonas de concentração de dano para o estado de tensão inicial e para as combinações  $Comb_1$  e  $Comb_2$ . Estes resultados permitem retirar de uma forma sucinta conclusões comparativas entre os vários modelos considerados (volume e casca), relativamente às máximas tensões registadas, à distribuição das tensões, à sua concentração, e ainda avaliar o agravamento das tensões introduzido pelo sismo relativamente ao estado inicial de tensão da estrutura.

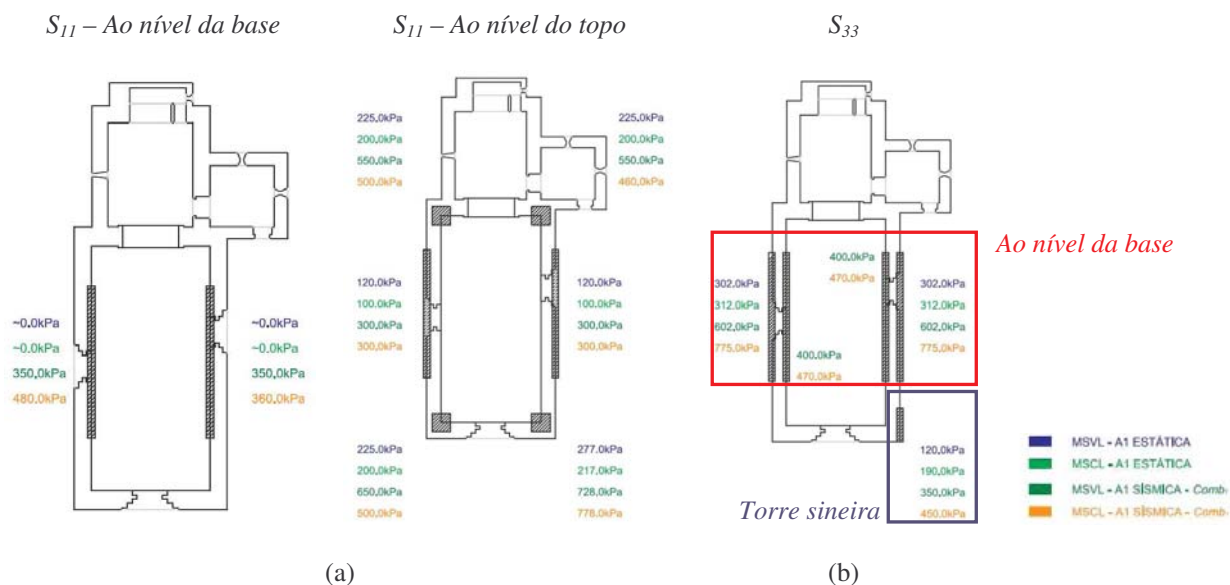


Figura 5.48 – Comparação das máximas tensões ( $S_{11-MAX}$  e  $S_{33-MAX}$ ) nas principais zonas de concentração de dano para a combinação  $Comb_1$  (kPa). (a)  $S_{11}$ . (b)  $S_{33}$ .

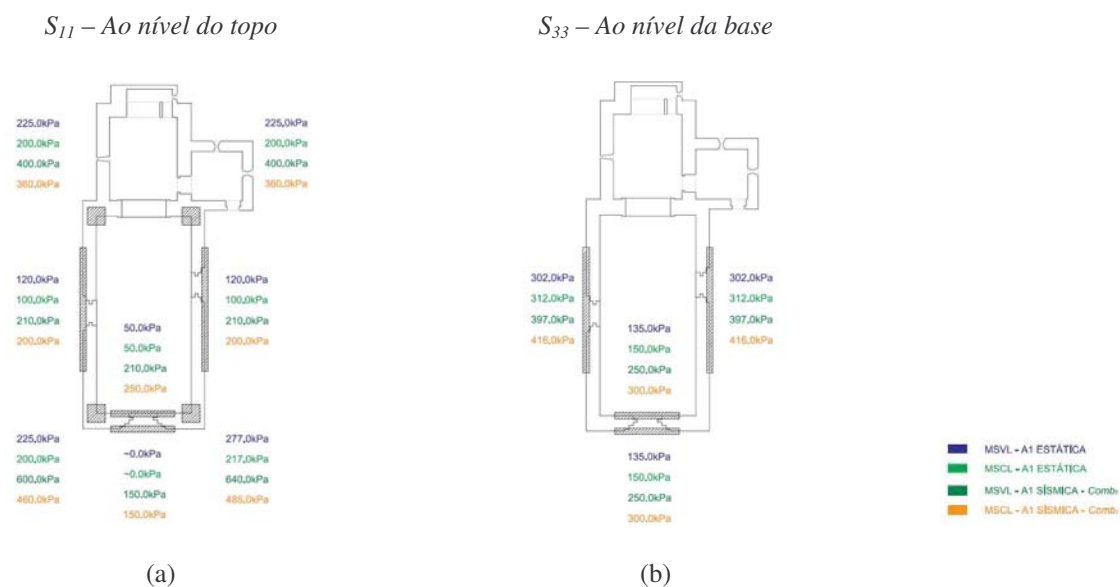


Figura 5.49 – Comparação das máximas tensões ( $S_{11-MAX}$  e  $S_{33-MAX}$ ) nas principais zonas de concentração de dano para a combinação  $Comb_2$  (kPa). (a)  $S_{11}$ . (b)  $S_{33}$ .

Estes resultados mostram que a análise efectuada com o modelo de volume (MSVL-A1) quase nada veio acrescentar à efectuada com o modelo de casca no ponto anterior em termos de caminhos de esforços e zonas de concentração de tensões, para ambas as combinações de acções consideradas. Os resultados mostram ainda que as combinações de acções sísmicas  $Comb_1$  e  $Comb_2$  provocam um aumento significativo tanto nas tensões de compressão como de tracção relativamente ao estado de tensão inicial, em ambos os modelos considerados.

Nas zonas onde ocorreram maiores concentrações de tensões de compressão ( $S_{33}$ ), os maiores valores foram registados na simulação com elementos de casca, tal como se pode observar nas figuras anteriores. O mesmo não aconteceu nas zonas onde se obtiveram os maiores valores de tracção ( $S_{11}$ ), uma vez que estas são mais susceptíveis às diferenças geométricas de simplificação do modelo e ao tipo de elemento usado. Nas zonas de intersecção de fachadas as tracções são superiores no modelo de volume para qualquer uma das acções consideradas, devido à maior rigidez destas zonas neste modelo. Nas restantes zonas de maior concentração de tracções, estas apresentam valores de tracção semelhantes em ambos os modelos. Assim constata-se que embora a distribuição de esforços não se processe exactamente da mesma forma, o padrão, localização e ordem de grandeza dos esforços entre os dois modelos é bastante idêntico.

#### 5.6.6. Modelo de comportamento não linear (MSVNL)

Nesta fase do trabalho foi introduzido o comportamento não linear na igreja através da adopção do modelo de dano com as características C3 definidas no capítulo anterior para o comportamento da alvenaria de pedra. A análise sísmica do modelo não linear, MSVNL-A1, começou por ser efectuada, tal como nos modelos lineares, para as combinações de acções  $Comb_1$  e  $Comb_2$ , com o objectivo de estudar o efeito individual de cada uma das componentes horizontais do sismo ( $SP1_X$  e  $SP1_Y$ ) na estrutura e permitir a comparação dos resultados deste modelo com os modelos de comportamento linear.

- **Análise do estado de deformação**

Nas figuras seguintes podemos observar a envolvente dos deslocamentos máximos absolutos registados em toda a igreja e um esquema comparativo, entre os diferentes modelos usados, desses deslocamentos nas principais zonas de concentração de dano para as combinações consideradas.

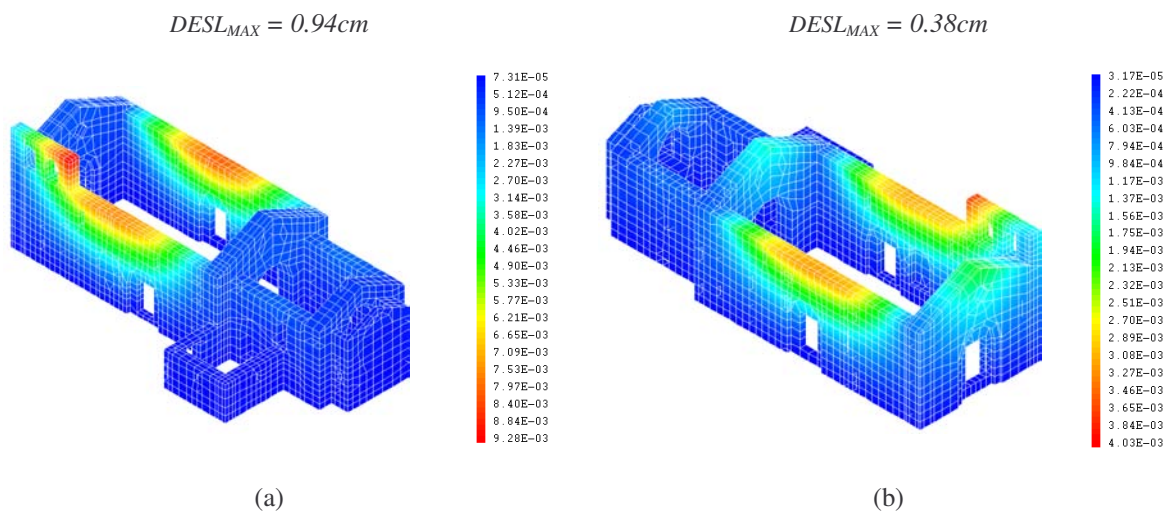


Figura 5.50 – Envolvente dos deslocamentos máximos absolutos (m) para o modelo MSVNL-A1 sob acção sísmica. (a)  $Comb_1$ . (b)  $Comb_2$ .

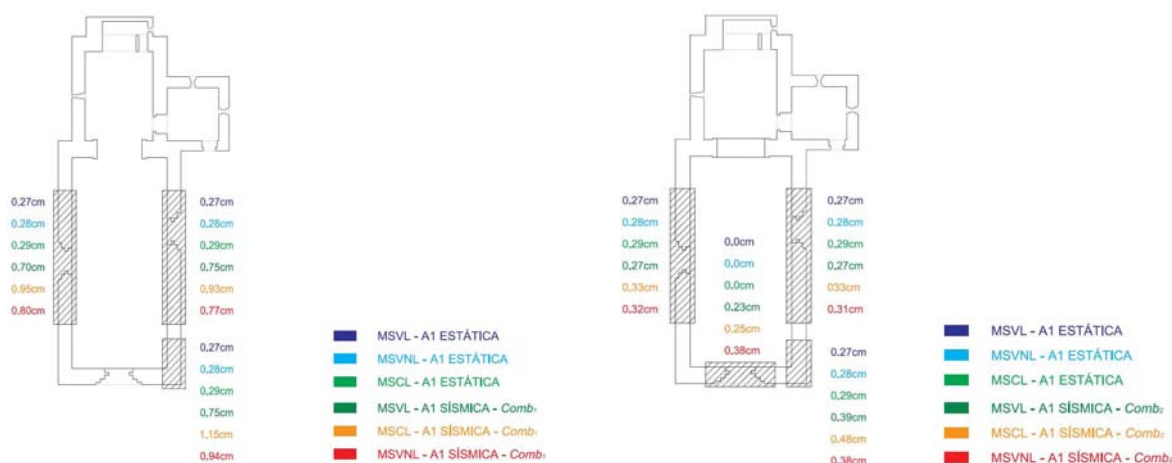


Figura 5.51 – Comparação dos deslocamentos máximos absolutos (cm) nas principais zonas de concentração de dano no modelo MSVNL-A1 para as combinações de acções  $Comb_1$ ,  $Comb_2$  e cargas permanentes ( $G_k$ ).

Da análise dos resultados anteriores facilmente se constata que o padrão de concentração de dano se mantém em qualquer um dos modelos analisados, sendo de notar que os maiores deslocamentos na estrutura tanto em regime dinâmico como em estático foram obtidos em quase toda a estrutura com o modelo de casca (MSCL-A1).

No que diz respeito aos modelos de volume, o modelo com comportamento não linear (MSVNL-A1) apresentou de uma forma geral maiores deslocamentos. Esta maior deformabilidade das paredes de fachada deve-se essencialmente ao dano de tracção contabilizado pelo modelo de dano, como se verá mais à frente.

#### • Análise do estado de tensão

Com a consideração de um comportamento não linear para alvenaria através da aplicação do modelo de dano contínuo anteriormente descrito, a análise das tensões tem que ser abordada de forma diferente. Inclusivamente, neste tipo de formulação são considerados parâmetros aferidores do dano induzido à estrutura, tanto em tracção como em compressão, que medem o acumular de dano desde o limite linear em que a variável de dano é nula até à rotura em que a variável de dano toma o valor unitário.

O facto de se ter considerado um limite elástico de resistência à compressão elevado para o comportamento material, fez com que o dano na estrutura fosse todo de tracção. Note-se que a própria configuração geométrica da igreja, com paredes de grande espessura, é inibidora do aparecimento de tensões elevadas de compressão e, por isso, do aparecimento de dano significativo de compressão.

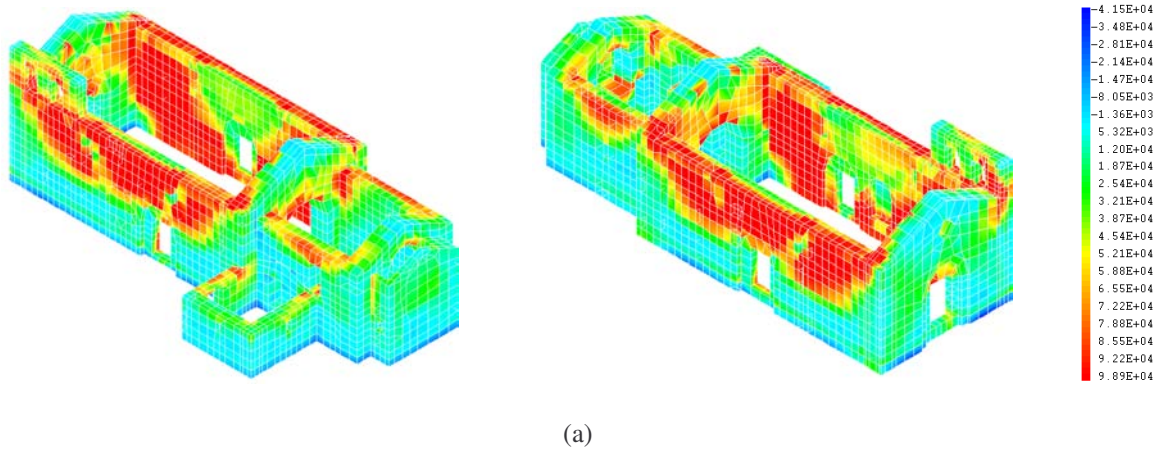
Os resultados apresentados de seguida correspondem às envolventes das máximas tensões principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  resultantes das análises sísmicas efectuadas com o modelo MSVNL-A1 e para as combinações de acções  $Comb_1$  e  $Comb_2$ .



### 1) $Comb_1$

Começou-se então esta análise sísmica pela compreensão da resposta da estrutura quando solicitada pela combinação  $Comb_1$ .

$$Comb_1 - S_{11} - MAX = 100.0kPa$$



$$Comb_1 - S_{33} - MAX = -720.0kPa$$

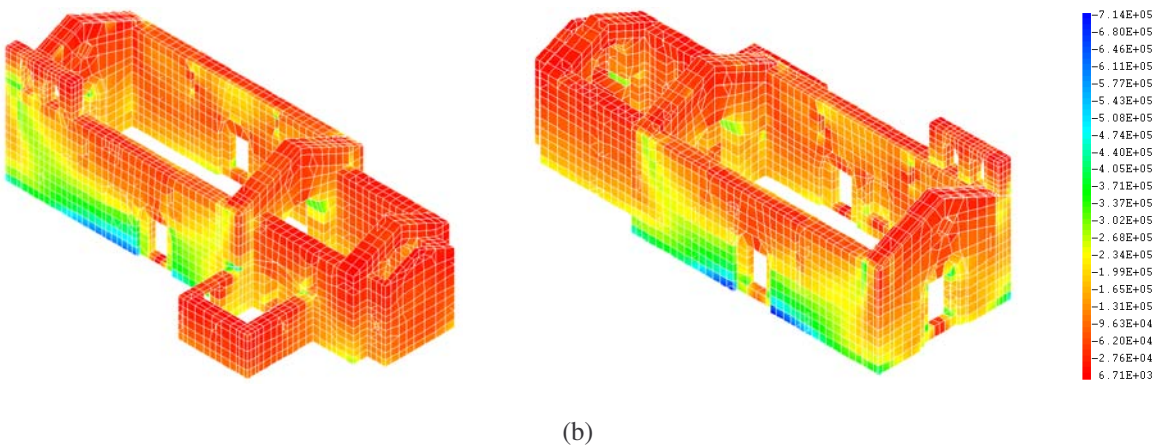


Figura 5.52 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A1) nas direcções principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  e para a combinação  $Comb_1$  (Pa). (a) Tensão principal  $S_{11}$ . (b) Tensão principal  $S_{33}$ .

Na figura 5.53, podemos observar o dano de tracção ( $d^+$ ) obtido com o modelo não linear MSVNL-A1 para a combinação de acções  $Comb_1$ .

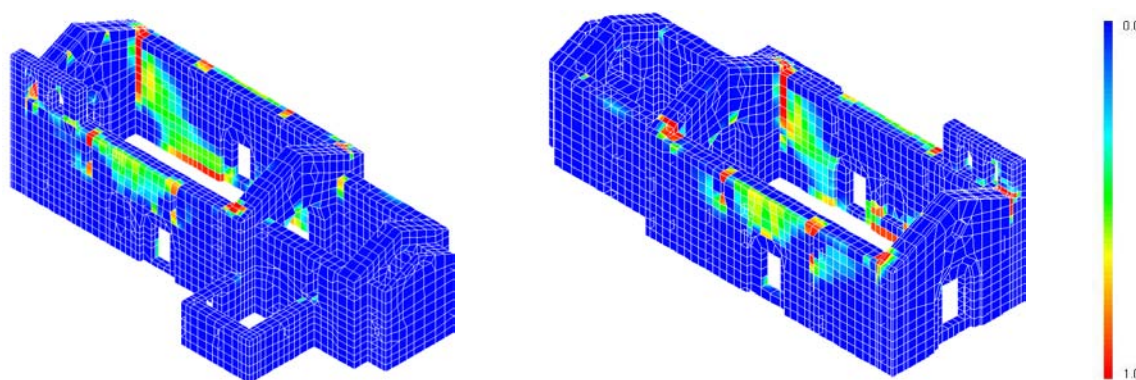


Figura 5.53 – Mapa de dano de tracção ( $d^+$ ) da igreja (MSVNL-A1) para a combinação de acções  $Comb_1$ .

Analisando os resultados da figura 5.52a relativos à envolvente das máximas tracções ocorridas na igreja para a combinação de acções  $Comb_1$  verifica-se, que a maior concentração de tracções ocorreu nas fachadas laterais da nave da igreja. As tracções que aparecem nas fachadas laterais da nave devem-se ao efeito de pipa introduzido pelo peso da cobertura e que caracteriza o estado deformado de equilíbrio da estrutura, agravadas pela acção sísmica que obriga as fachadas laterais a oscilar em torno desse ponto de equilíbrio. Este comportamento é consentâneo com o padrão da distribuição das tracções nessas fachadas, indicador de um comportamento de flexão fora do plano, orientado essencialmente para o exterior da igreja.

Como complemento aos mapas de tensão, analisou-se o mapa de dano de tracção da estrutura apresentado na figura 5.53 e que este permite identificar com maior precisão as zonas de concentração deste tipo de dano. Na face exterior das fachadas laterais o dano concentra-se essencialmente na zona central da fachada junto à cobertura, com valores de dano entre os 0.7 e os 0.8, e junto às frestas onde se atingiu a rotura em alguns pontos. Estas zonas junto às frestas são zonas mais vulneráveis e, como tal, mais susceptíveis de sofrer dano. Na face interior das paredes de fachada, o dano encontra-se distribuído ao longo do eixo de flexão da parede fora do plano, ilustrado a tracejado branco na figura 5.54b para a fachada F1.

**F1 –  $Comb_1 - S_{11}$**

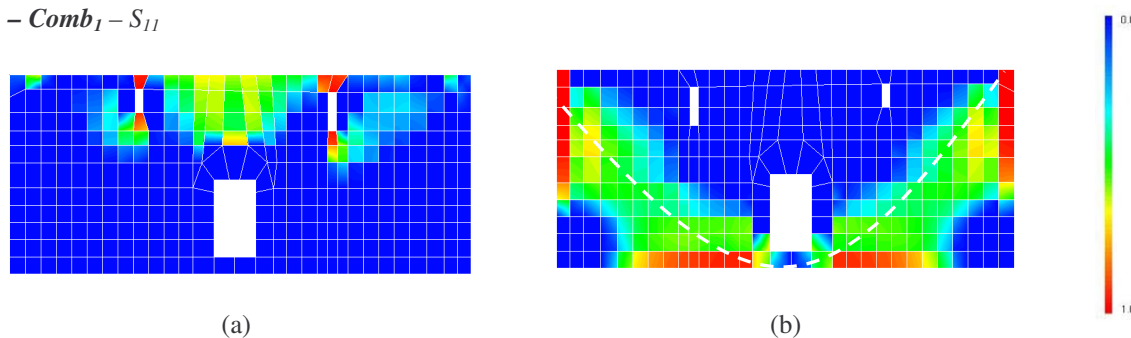


Figura 5.54 – Mapa de dano de tracção ( $d^+$ ) da igreja (MSVNL-A1) na face F1 para a  $Comb_1$ . (a) Face exterior. (b) Face interior.

No mapa de dano pode-se ainda observar que, à semelhança do que se verificou com os modelos lineares, existe uma grande concentração de tracções nas zonas de intersecção entre as fachadas laterais e as fachadas de topo da nave junto à cobertura e que são resultado da rotação das fachadas laterais em torno do eixo vertical formado por essas intersecções (figura 5.53b). A deformação das paredes laterais fora do plano, devido à acção da cobertura e da acção sísmica, afecta também as fachadas de topo, introduzindo tracções principalmente nas faces interiores, tal como se pode observar na figura 5.52a. A rotação das paredes laterais obriga as paredes de topo a flectir para o interior da igreja introduzindo tracções na face interior, que são agravadas pela flexão introduzida pelo travamento da cobertura no topo da parede.

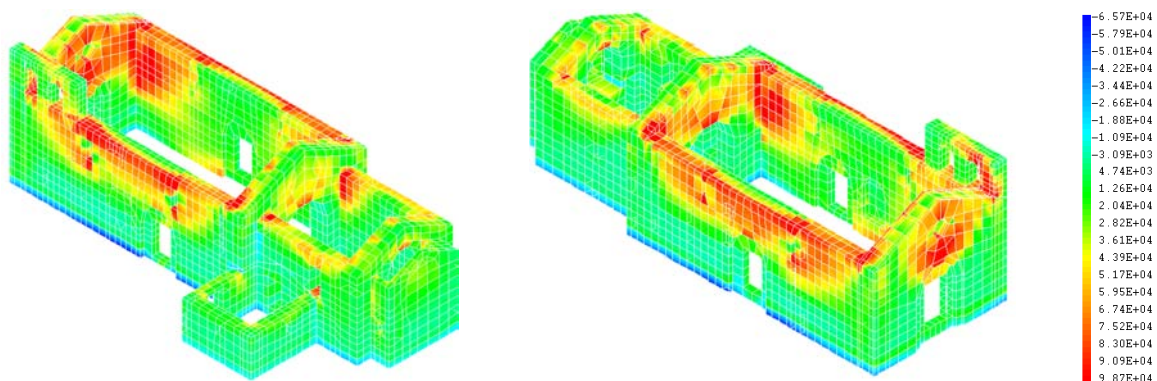
Relativamente às máximas compressão instaladas na estrutura devido à acção da  $Comb_1$ , olhando para a figura 5.52b verifica-se que, tal como nos modelos lineares, estas aparecem junto à base na face exterior de ambas as fachadas laterais devido à acção do peso próprio da estrutura agravada pela flexão fora do plano dessas mesmas fachadas, atingindo-se um valor máximo de aproximadamente 720.0kPa. A distribuição das compressões nessas fachadas está de acordo com a sua predominante tendência de deformação para o exterior anteriormente referida. É ainda de notar a concentrações de compressões na abertura da fachada F3 e no arco da fachada F4, que aparecem devido à flexão destas fachadas no plano.

Comparando o modelo não linear com o linear, constata-se que, pelo facto de no modelo não linear as tracções estarem limitadas a 100.0kPa, os esforços são obrigados a redistribuir-se causando um aumento de aproximadamente 20.0% nas tensões máximas de compressão.

## 2) $Comb_2$

De seguida passou-se à análise da resposta sísmica da estrutura quando solicitada pela combinação  $Comb_2$ .

$$Comb_2 - S_{11} - MAX = 100.0kPa$$



(a)



$$Comb_2 - S_{33} - MAX = -380.0kPa$$

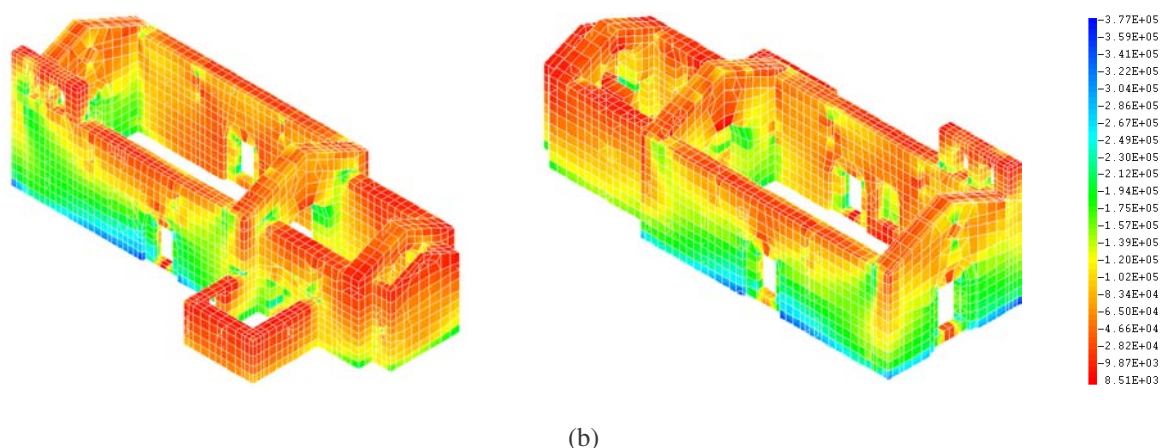


Figura 5.55 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A1) nas direcções principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  e para a combinação  $Comb_2$  (Pa). (a) Tensão principal  $S_{11}$ . (b) Tensão principal  $S_{33}$ .

Para a combinação acções  $Comb_2$  observa-se uma maior concentração de tracções nas fachadas de topo da nave da igreja, em ambas as faces (interior e exterior), uma vez que são aquelas com menor rigidez na direcção de actuação da acção sísmica aplicada, (figura 5.55a). Os danos destas fachadas, tal como foi explicado anteriormente, devem-se ao efeito das cargas permanentes que originam uma deformada inicial que introduz tracções nestas fachadas, sendo estas agravadas devido à acção sísmica ( $Comb_2$  neste caso), que as faz oscilar em torno dessa deformada inicial.

A fachada F3 foi sem dúvida a mais afectada em ambas as faces, principalmente quando comparado com a fachada F4. Isto acontece porque a fachada F4 tem um certo nível de travamento na direcção longitudinal quando a deformada fora do plano desta mobiliza à compressão as paredes laterais da capela-mor. Dai a face da fachada F4 sobre a capela-mor ser menos afectada por esforços de tracção, tal como se pode observar na figura 5.55a.

Nas fachadas laterais aparecem também tracções que se assemelham, tanto em intensidade como em padrão de distribuição, às obtidas na análise efectuada apenas para as cargas permanentes. Isto significa que a acção aplicada na direcção longitudinal pouca influência tem no comportamento da igreja na direcção transversal, o que se deve em grande parte à regularidade geométrica em planta da igreja.

As máximas compressões, para além de aparecerem nas faces laterais da nave devido à acção do peso da estrutura e da flexão introduzido pelo peso da cobertura, aparecem também na face exterior da fachada frontal (F3) principalmente devido ao comportamento de flexão induzido pela acção sísmica.

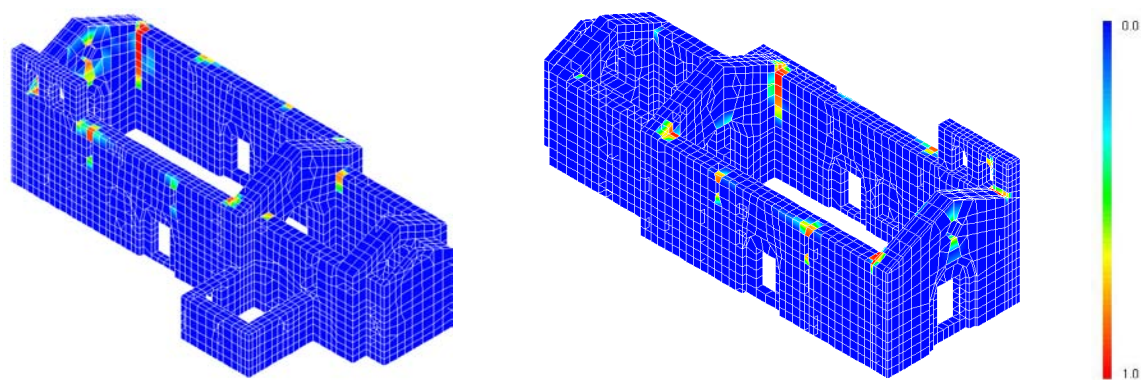


Figura 5.56 – Mapa de dano de tracção ( $d^+$ ) da igreja (MSVNL-A1) para a combinação de acções  $Comb_2$ .

Os mapas de dano de tracção ( $d^+$ ) da figura 5.56 obtido com o modelo não linear MSVNL-A1 para a combinação de acções  $Comb_2$ , demonstram que as principais zonas de concentração de dano de tracção são os cantos interiores da nave da igreja onde as fachadas se intersectam, as zonas junto às frestas na face exterior das fachadas laterais e ainda ao longo da linha vertical de flexão a meio da fachada frontal em ambas as faces.

#### 5.6.6.1. Análise da estrutura considerando a componente vertical (ZZ) da acção sísmica

Neste ponto analisa-se o comportamento sísmico da igreja quando é considerada, para além das componentes horizontais do sismo, a componente vertical (ZZ), conforme definido nas combinações  $Comb_3$  e  $Comb_4$  no ponto 5.6.4.1.

##### • Análise do estado de deformação

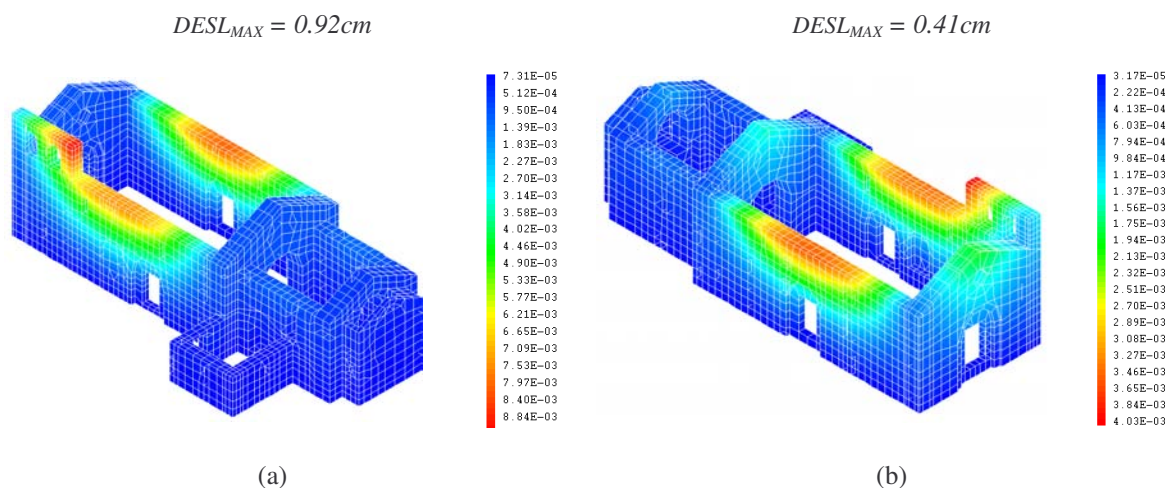
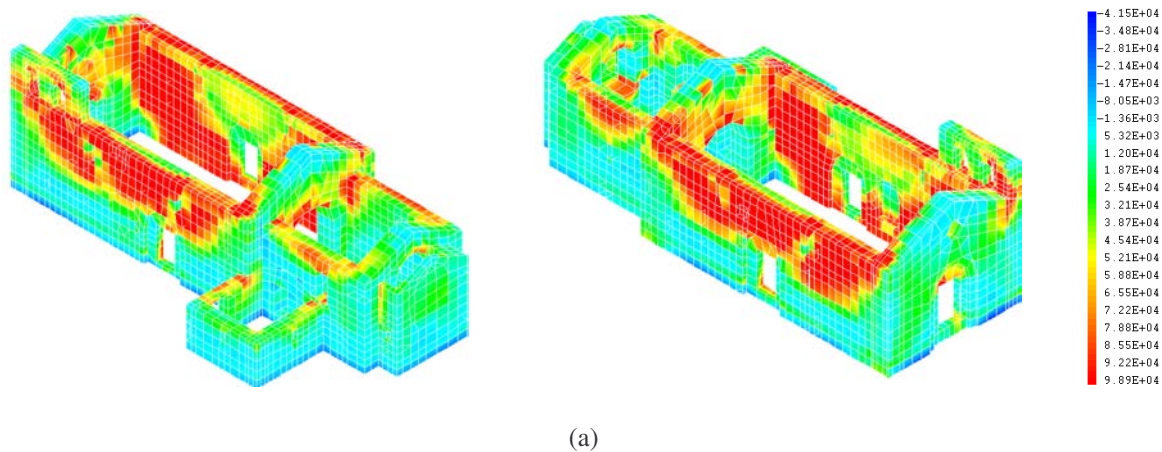


Figura 5.57 – Envolvente dos deslocamentos absolutos (m) para o modelo MSVNL-A1 sob acção sísmica. (a)  $Comb_3$ . (b)  $Comb_4$ .

- **Análise do estado de tensão**

Os resultados apresentados de seguida correspondem às envolventes das máximas tensões principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  resultantes das análises sísmicas efectuadas com o modelo MSVNL-A1 e para as combinações de acções  $Comb_3$  e  $Comb_4$ .

$$Comb_3 - S_{11} - MAX = 100.0kPa$$



$$Comb_3 - S_{33} - MAX = -718.0kPa$$

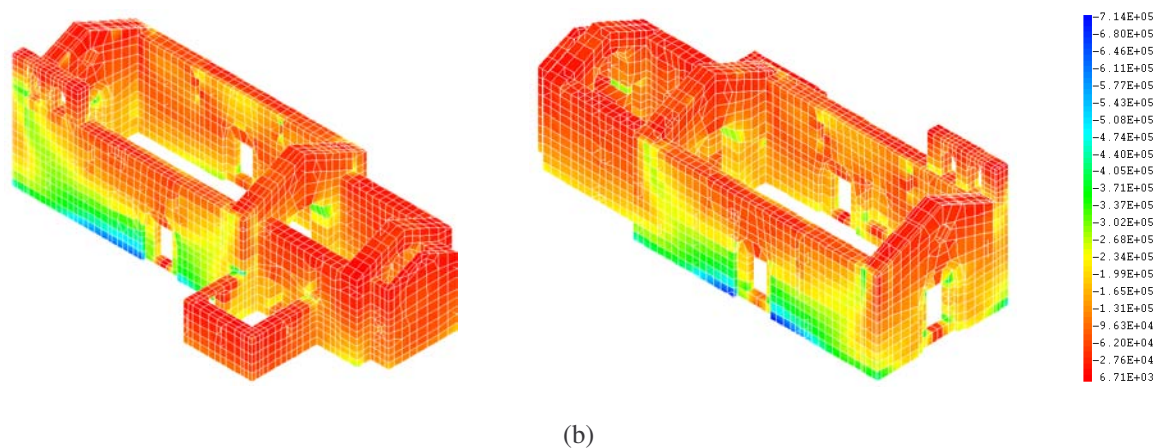
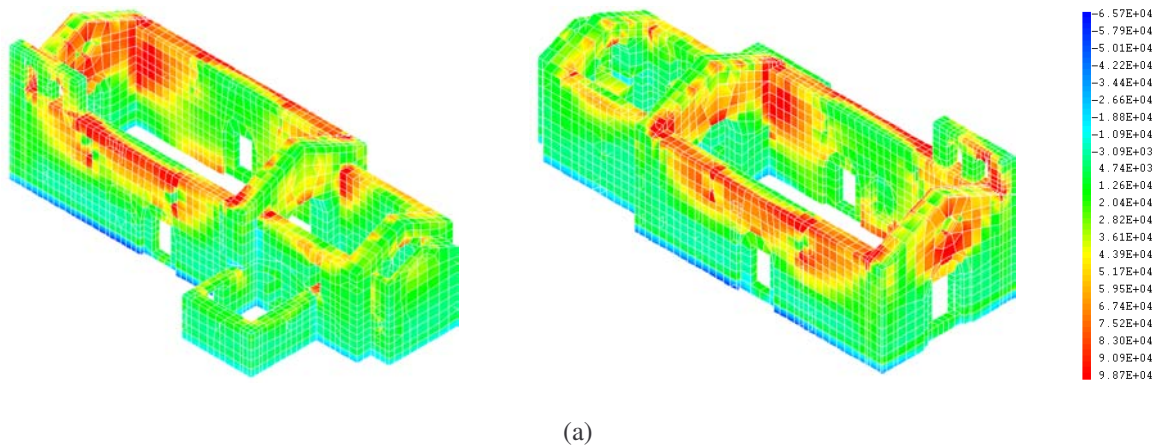


Figura 5.58 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A1) nas direcções principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  e para a combinação  $Comb_3$  (Pa). (a) Tensão principal  $S_{11}$ . (b) Tensão principal  $S_{33}$ .



$$Comb_4 - S_{11} - MAX = 100.0kPa$$



$$Comb_4 - S_{33} - MAX = -377.0kPa$$

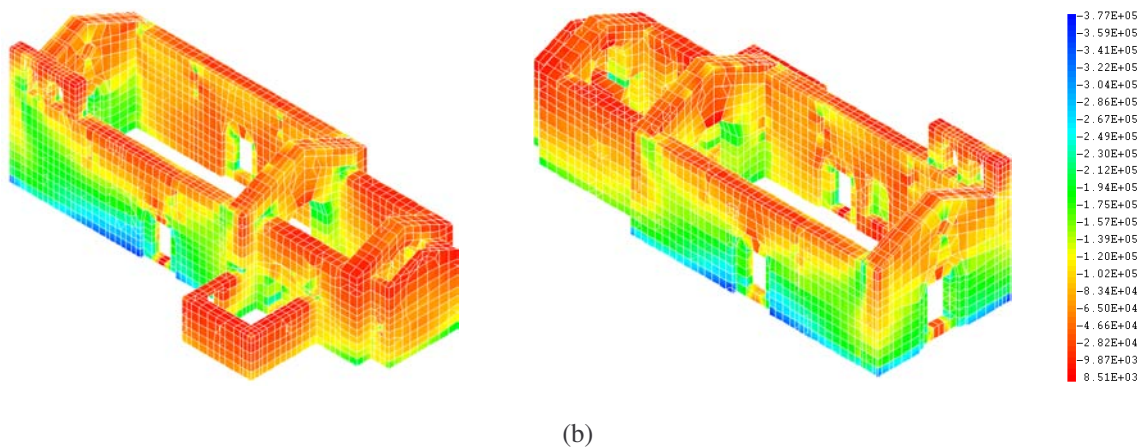


Figura 5.59 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A1) para a acção sísmica nas direcções principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  e para a combinação  $Comb_4$  (Pa). (a) Tensão principal  $S_{11}$ . (b) Tensão principal  $S_{33}$ .

Na figura 5.60, podemos observar o dano de tracção ( $d^+$ ) obtido com o modelo não linear MSVNL-A1 para as combinações de acções  $Comb_3$  e  $Comb_4$ .

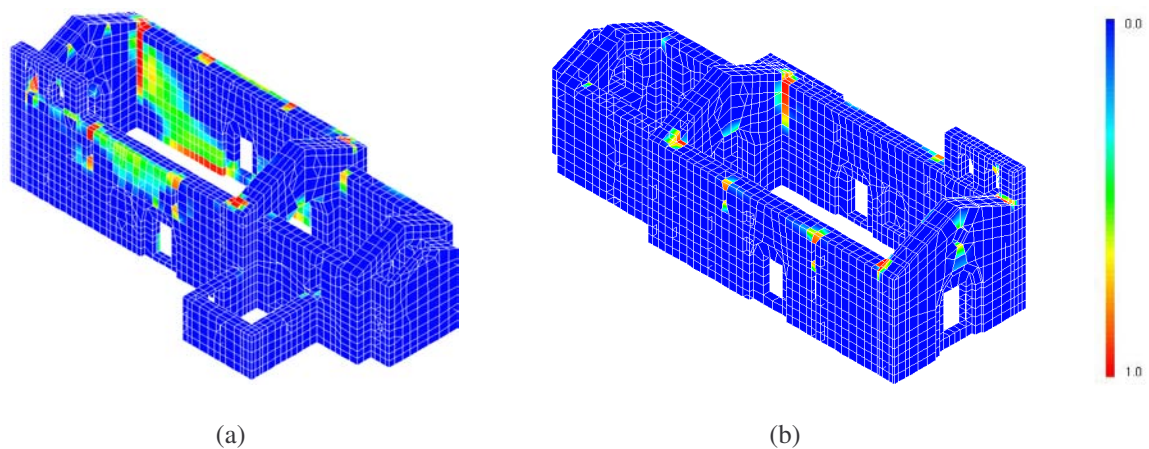


Figura 5.60 – Mapa de dano de tracção ( $d^+$ ) da igreja (MSVNL-A1). (a)  $Comb_3$ . (b)  $Comb_4$ .

Tal como se pode constatar pela análise dos resultados anteriores, a introdução de uma componente vertical no cálculo sísmico não alterou em quase nada a resposta da estrutura comparativamente aos resultados obtidos para as combinações de acções  $Comb_1$  e  $Comb_2$  em que se consideraram apenas as componentes horizontais do sismo. Isto significa que neste tipo de igreja, robusta, a componente vertical sísmica tem uma influência desprezável sobre o comportamento global da estrutura.

Na figura seguinte é possível observar a história das tensões de tracção (P1) e de compressão (P2) em zonas da estrutura onde estas são mais predominantes (figura 5.61), considerando três casos de análise: o CASO1 e o CASO2 que contemplam, para além das cargas permanentes, a actuação individual de acelerogramas na direcção XX e ZZ e o CASO3 em que se considera a actuação simultânea desses acelerogramas juntamente com o peso próprio.

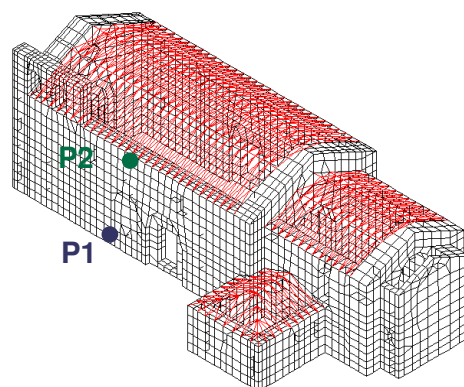


Figura 5.61 – Localização dos pontos P1 e P2

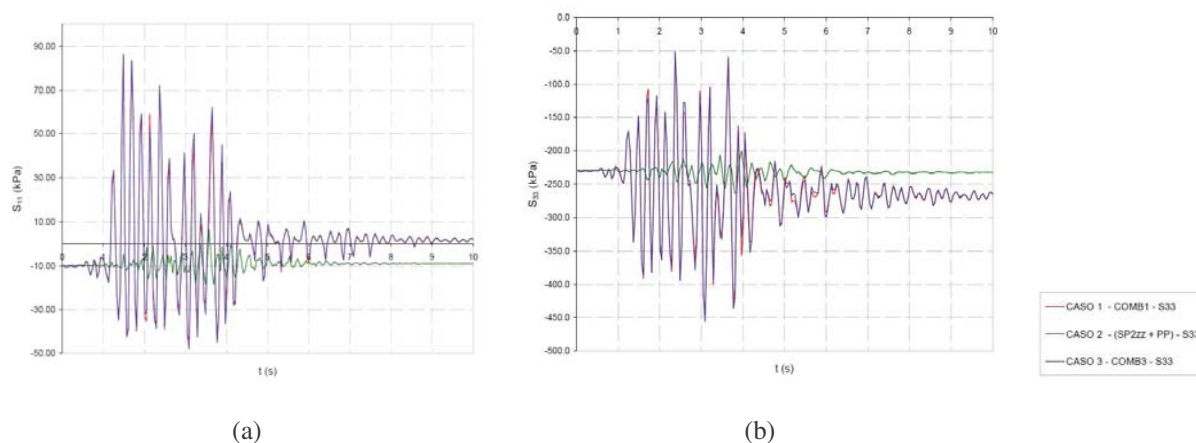


Figura 5.62 – Evolução das tensões no tempo. (a) Ponto P1 - Tracções ( $S_{11}$ ). (b) Ponto P2 - Compressões ( $S_{33}$ ).

Olhando para os gráficos de resposta da estrutura nessas zonas verifica-se que, tanto para as tracções, como para as compressões, a resposta para o CASO1 e para o CASO2 sobrepõem-se quase totalmente, enquanto que no caso correspondente à aplicação do acelerograma na direcção ZZ a excitação da estrutura é praticamente nula.

No sentido de verificar se a baixa influência da componente vertical do sismo na resposta da estrutura estaria relacionada com o facto do passo de integração ser muito elevado para definir correctamente a resposta da estrutura para as frequências elevadas que excitam a estrutura na direcção vertical, tal como se constatou no ponto 5.4.3.1., reduziu-se o passo de integração ( $\Delta t$ ) para 0.0037s, correspondente à frequência de 27.3Hz com maior expressão na direcção vertical (ZZ) obtida na análise modal. Repetiram-se os cálculos para as  $Comb_3$  e  $Comb_4$ , tendo-se verificado que estes não se alteraram e que, efectivamente, a componente vertical do sismo considerada não tem praticamente influência na resposta da estrutura.

## 5.7. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DE ELEMENTOS DE REFORÇO AO NÍVEL DA COBERTURA

O comportamento global de estruturas de alvenaria de pedra de uma construção do tipo igreja depende principalmente da resposta das suas paredes, que são os elementos resistentes mais importantes. Uma das técnicas correntemente usadas para melhorar a performance das paredes, e consequentemente o comportamento global da igreja, principalmente no que diz respeito às acções sísmicas, consiste na introdução de elementos de reforço ao nível do plano da cobertura com o objectivo de introduzir na estrutura uma rigidez adicional materializada no confinamento e na ligação das paredes. Neste ponto será avaliada a influência de alguns reforços ao nível do seu plano no comportamento global da igreja, precedida de uma análise da influência da própria cobertura na estrutura. Esta avaliação foi feita através da sua análise modal e sísmica usando como modelo base o modelo de volume simplificado (MSV). As situações de reforço consideradas neste estudo foram as seguintes:

- **S1** – Colocação de tirantes metálicos a ligar as fachadas laterais da nave (MSV-A3);
- **S2** – Colocação de uma viga de coroamento em B.A. nas fachadas da nave (MSV-A4);
- **S3** – Acção conjunta da solução S1 e S2 (MSV-A5).

São inicialmente apresentadas as comparações das análises modais e posteriormente é que são apresentados os resultados das análises sísmicas da igreja reforçada com as soluções apresentadas.

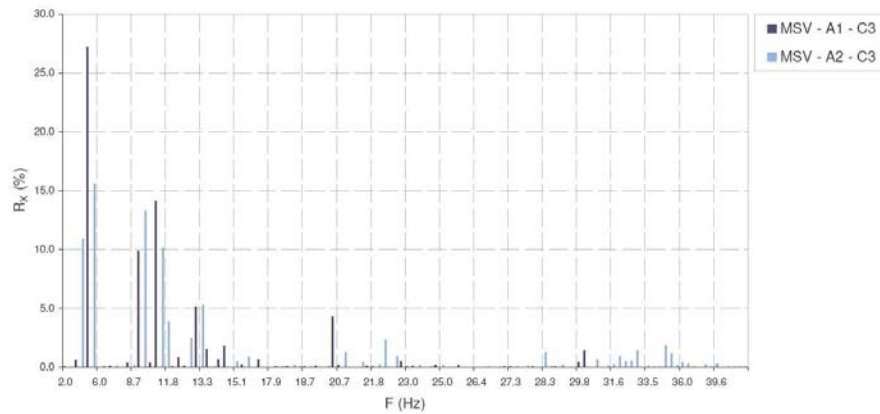
### 5.7.1. *Análise modal da influência de elementos de reforço ao nível da cobertura no comportamento da igreja*

#### 5.7.1.1. *Análise modal da influência da cobertura no comportamento da igreja*

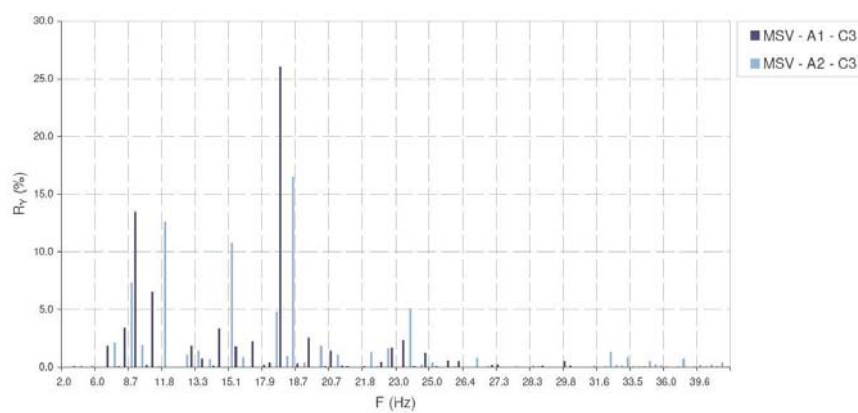
Na sequência dos resultados obtidos com a análise modal e sísmica da igreja de Gondar, procedeu-se a um estudo da influência da cobertura de madeira no comportamento global da igreja. Para tal determinaram-se os modos e compararam-se as análises modais sobre o modelo com elementos de volume com e sem cobertura. O modelo MSV-A1, como já foi referido anteriormente, diz respeito à igreja com a cobertura de madeira, enquanto que o modelo MSV-A2 é relativo à estrutura da igreja sem cobertura.

É apresentada de seguida na figura 5.63 a comparação dos rácios de participação de massa nos vários modos calculados para cada uma das direcções principais (XX, YY e ZZ), e para os dois modelos anteriormente descritos.

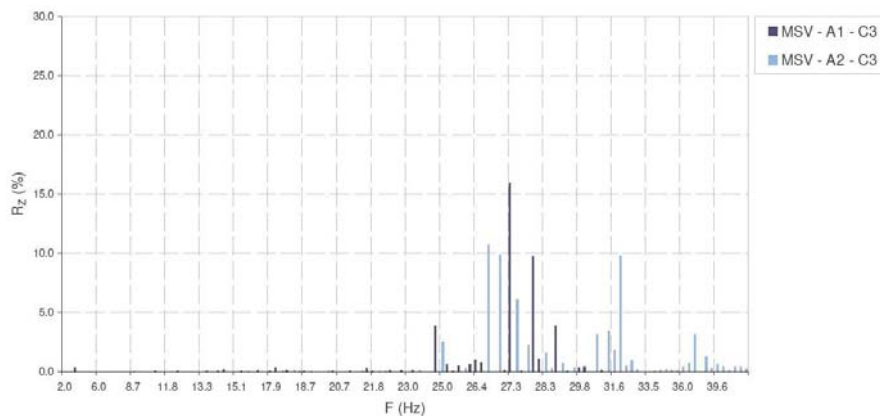




(a)



(b)



(c)

Figura 5.63 – Rátios de participação de massa para cada uma dos modos de vibração determinados na análise modal com os modelos MSV-A1 e MSV-A2. (a) Direcção XX. (b) Direcção YY. (c) Direcção ZZ.

Na figura 5.64 são apresentados os quatro primeiros modos de vibração (marcados a vermelho) dos modelos MSV-A1 e MSV-A2, vistos em planta, relativamente à posição inicial da estrutura (marcada a preto).

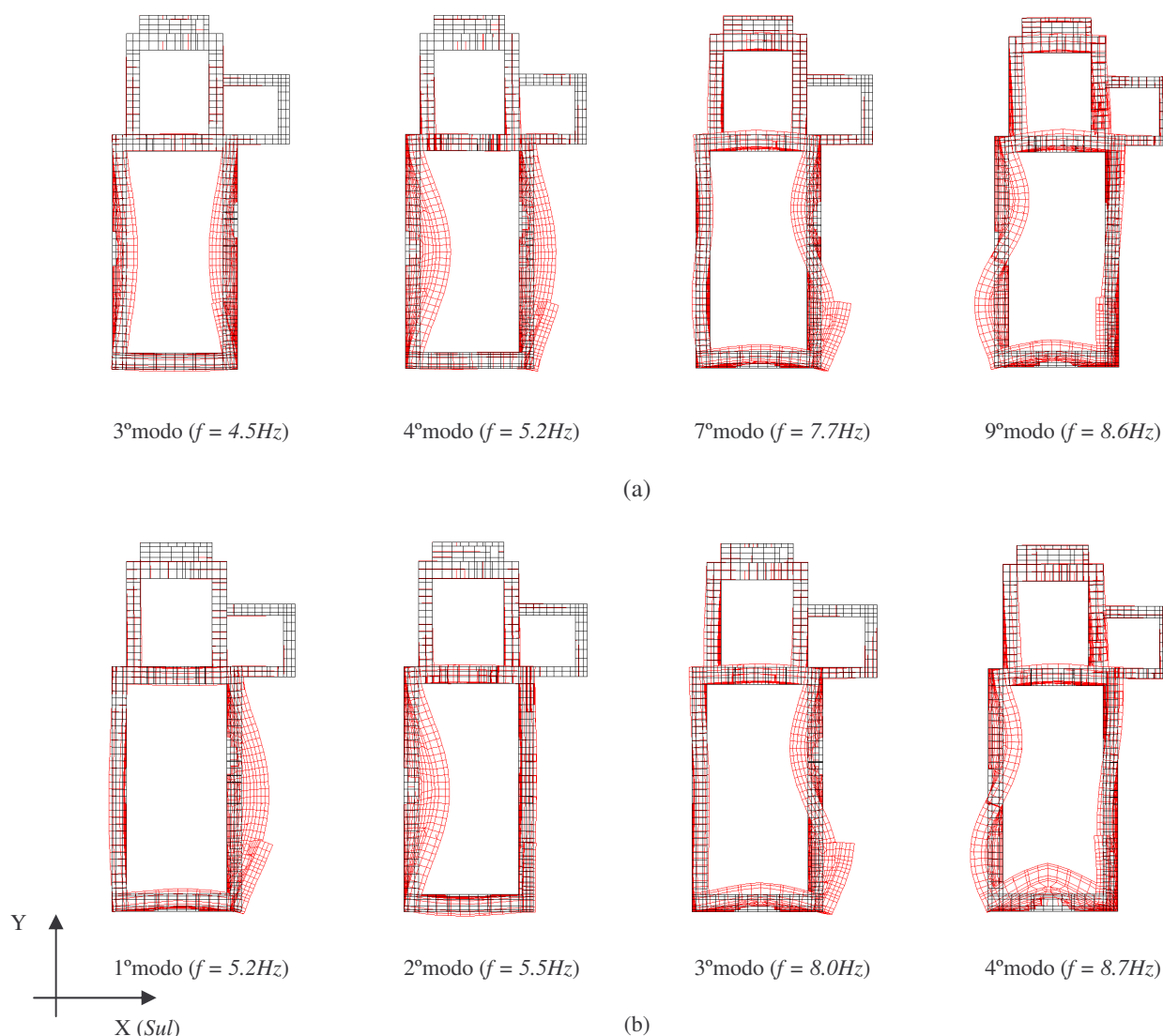


Figura 5.64 – Deformadas modais. (a) MSV-A1. (b) MSV-A2.

No modelo MSV-A2 as paredes funcionam de forma independente, como se pode observar pelas deformadas modais apresentados na figura anterior. A introdução da cobertura na análise MSV-A1 induz, pela rigidez conferida ao nível da cobertura, algum funcionamento conjunto das paredes, embora com deslocamento relativo entre paredes opostas, tal como se observa na forma dos modos (figura 5.64a).

#### 5.7.1.2. Solução de reforço S1 – MSV-A3

A solução S1 consiste na colocação de 3 tirantes metálicos de secção circular igualmente espaçados ao longo da nave, tal como se ilustra na figura 5.65. Estes tirantes tem dois objectivos principais: o de absorver as acções introduzidas pela cobertura nas paredes laterais, o de ligar as duas fachadas laterais da nave “obrigando” a que funcionem em conjunto, i.e., de servir de reforço estrutural à acção sísmica.

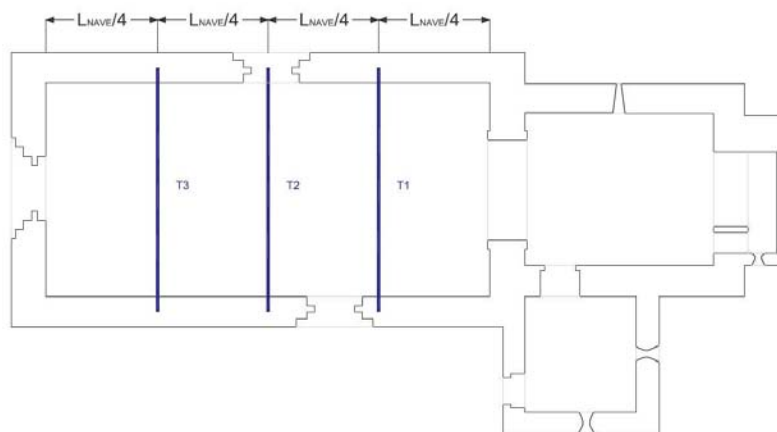


Figura 5.65 – Posicionamento de tirantes metálicos na igreja de Gondar.

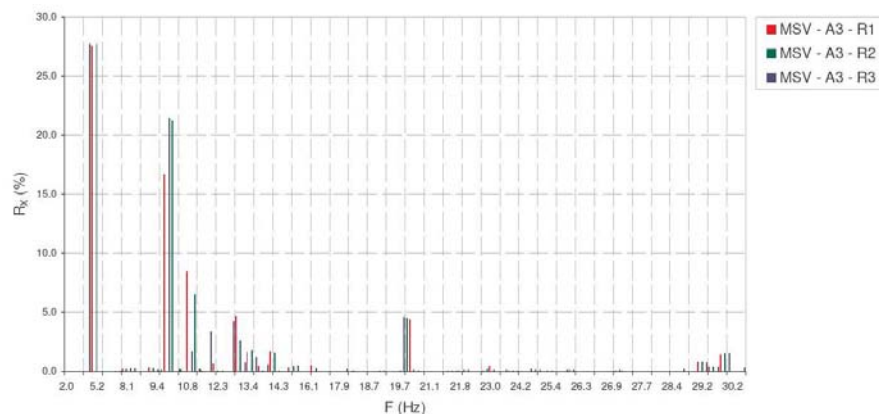
Os tirantes foram modelados com elementos de barras de 2 nós (BARR). No que diz respeito às características mecânicas ( $E_{\text{TIRANTE}}$ ,  $\rho_{\text{TIRANTE}}$  e  $v_{\text{TIRANTE}}$ ), foram consideradas as do aço de acordo com o indicado no EN 1993-1-1:1998 (CEN, 1998b) e ilustrados no quadro 5.7.

Quanto à secção dos tirantes, ( $S_{\text{TIRANTE}}$ ) foi dimensionada de modo a conferir às paredes de fachada laterais a que se encontram ligados um funcionamento conjunto, ou seja, evitar deslocamentos relativos entre paredes laterais opostas ao nível do coroamento. Foi feita uma análise modal da igreja para as diferentes secções dos tirantes ( $S_{\text{TIRANTE}}$ ) apresentadas no quadro 5.7 no sentido de encontrar a secção mínima capaz de “obrigar” as fachadas laterais a trabalharem em conjunto. Em cada análise consideraram-se os três tirantes (T1, T2 e T3) com a mesma secção, por uma questão de lógica construtiva.

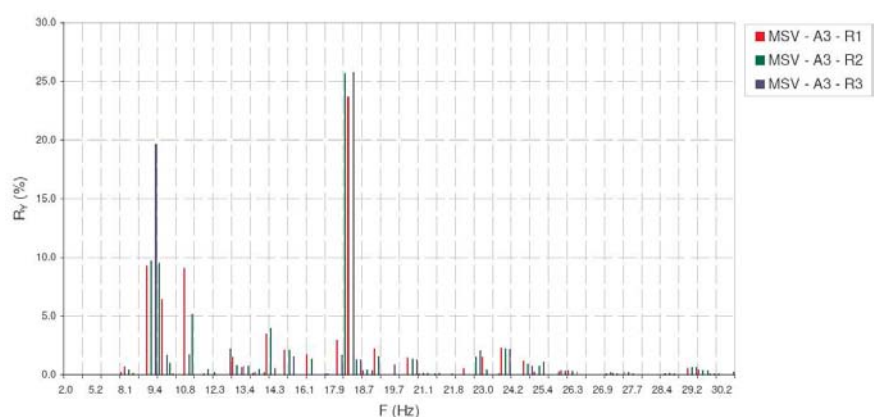
Quadro 5.7 – Características mecânicas dos tirantes metálicos.

ANÁLISE	$\Phi_{\text{TIRANTE}}$ (cm)	$S_{\text{TIRANTE}}$ (cm <sup>2</sup> )	$E_{\text{AÇO}}$ (GPa)	$\rho_{\text{AÇO}}$ (Kg\m <sup>3</sup> )	$v_{\text{AÇO}}$
MSV-A3-R1	2.0	3.14	210	7850	0.30
MSV-A3-R2	4.0	12.6	210	7850	0.30
MSV-A3-R3	6.0	28.3	210	7850	0.30

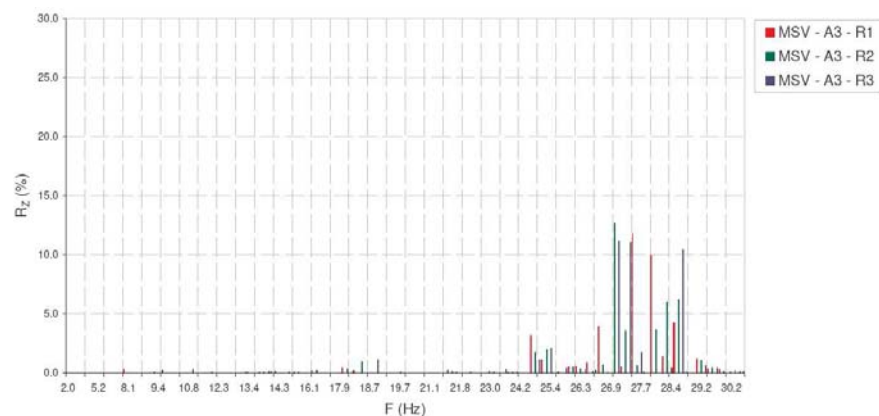
Apresenta-se na figura 5.66 a comparação dos rácios de participação de massa da estrutura dos modos de vibração para cada uma das 3 direcções XX, YY e ZZ, e para cada um dos modelos descritos no quadro anterior (figura 5.19).



(a)



(b)



(c)

Figura 5.66 – Rátios de participação de massa para cada uma dos modos de vibração determinados na análise modal da estrutura reforçada com tirantes metálicos de diferentes secções (R1, R2 e R3). (a) Direcção XX. (b) Direcção YY. (c) Direcção ZZ.

Na análise modal do modelo MSV-A3-R1 constatou-se que os modos de vibração quase não mudaram relativamente ao modelo MSV-A1. Com o diâmetro de 4.0cm, representado pelo modelo MSV-A3-R2, o plano da cobertura passou então a ter rigidez suficiente para eliminar o 3º modo apresentado na

figura 5.67a correspondente à deformada das paredes laterais para o interior da nave da igreja, passando o 1º modo global da igreja na direcção transversal a corresponder ao comportamento conjunto das paredes, tal como se pode observar na figura 5.67b (3º modo). Para além disso, o segundo modo global da igreja na direcção transversal (figura 5.67b) passou a apresentar uma deformada semelhante das fachadas laterais da nave, principalmente quando comparados com os 7º e 9º modos do modelo MSV-A1, (figura 5.67a). Este resultado é também indicativo de que os tirantes metálicos estão a funcionar como pretendido.

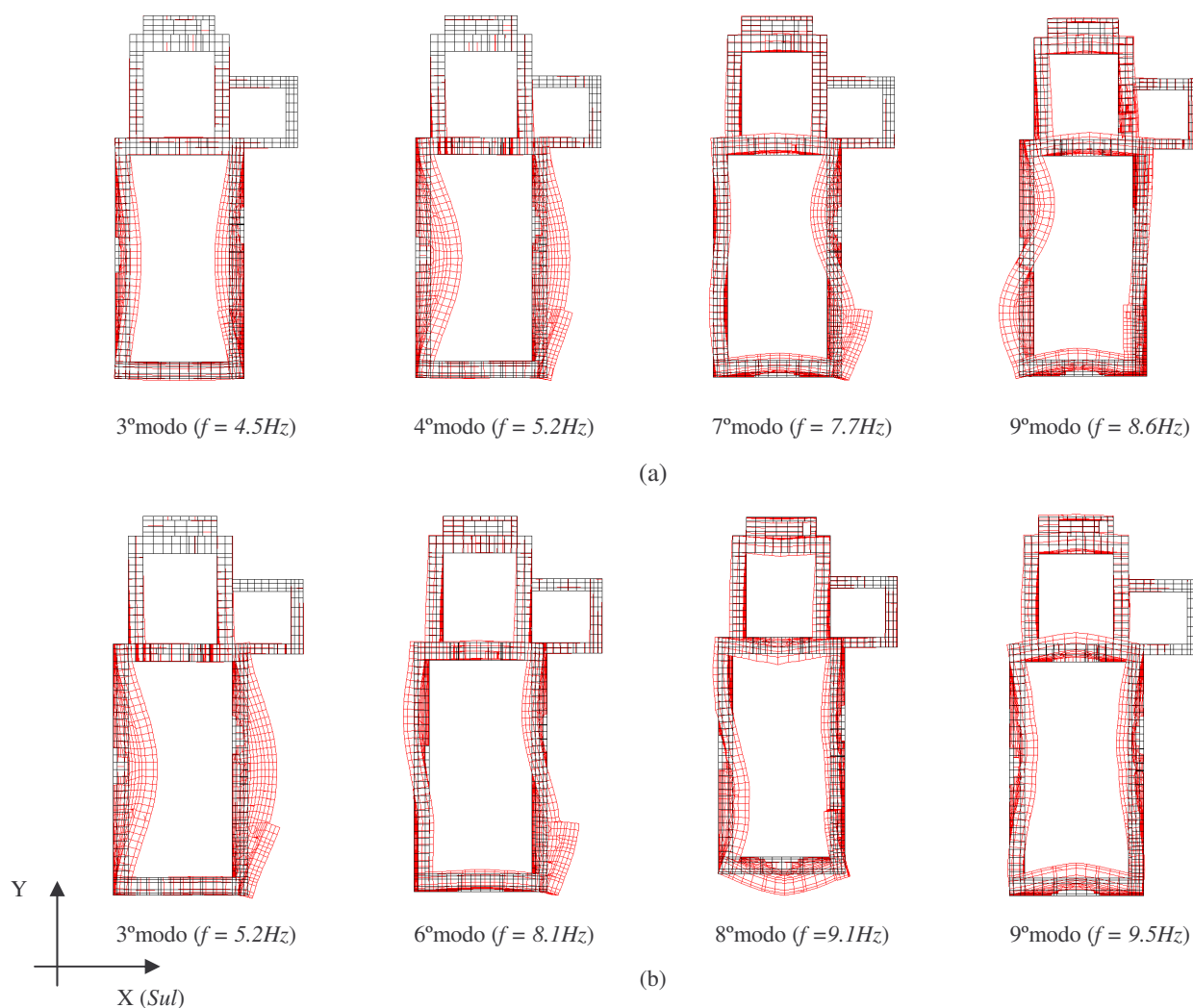


Figura 5.67 – Deformadas modais. (a) MSV-A1. (b) MSV-A3-R2.

Comparando as análises MSV-A3-R2 e MSV-A3-R3 chega-se à conclusão que não existe uma grande mudança comportamental da estrutura ao aumentar a secção para além de  $12.6\text{cm}^2$ , uma vez que não se notam diferenças significativas nos resultados das análises modais efectuadas com estes dois modelos relativamente ao efeito pretendido sobre as fachadas laterais. Como tal, conclui-se que um diâmetro de 4.0cm para os tirantes equivale à secção mínima necessária para fazer com que ambas as fachadas laterais, às quais estes tirantes se encontram ligados, trabalhem em conjunto.

### 5.7.1.3. Solução de reforço S2 – MSV-A3

Uma técnica bastante usada para melhorar a performance das paredes das igrejas e, consequentemente, o seu comportamento global, passa pelo confinamento das paredes ao nível do plano da cobertura. A solução traduzida pelo modelo MSV-A4, apresentada na figura 5.68, consiste na colocação de um lintel de betão armado no coroamento das paredes envolventes da nave da igreja. Esta solução é justificada pelo maior potencial de deformabilidade desta zona quando comparado com a capela-mor, ou com a sacristia que são zonas comparativamente mais rígidas. No modelo referido, a viga de B.A. foi simulada usando elementos de volume de 8 nós (CUB8) com características equivalentes à da viga apresentada na figura 5.68b, e que se encontram ilustradas no quadro 5.8, supondo um comportamento linear elástico. Como se vai verificar mais à frente a adopção deste modelo de comportamento mostrou ser realista para estes cálculos, uma vez que o nível de tensão encontrado foi bastante baixo.

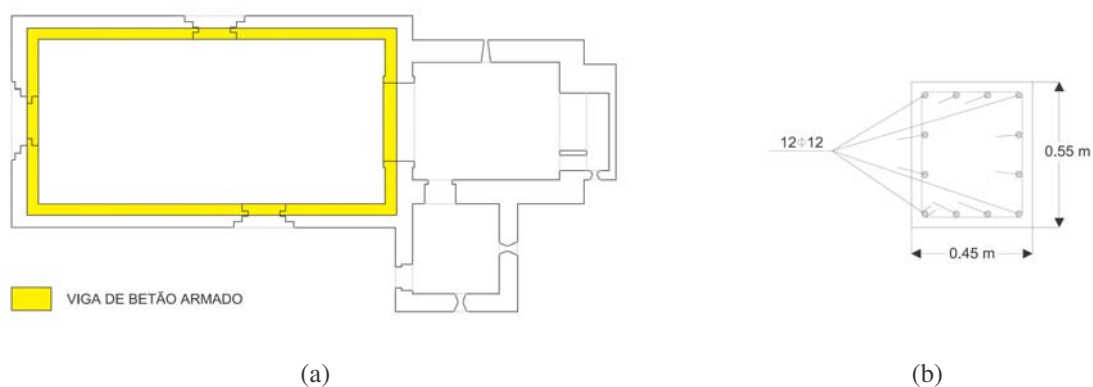


Figura 5.68 – Modelo MSV-A4. (a) Posicionamento da viga de coroamento em betão armado na igreja de Gondar. (b) Características da viga de betão armado.

Quadro 5.8 – Características mecânicas da viga de betão armado.

MATERIAL	$S_{B.A.} (m^2)$	$E_H (GPa)$	$\rho_{B.A.} (Kg/m^3)$	$\nu_{B.A.}$
B. A.	0.248	32.3	2500	0.2

A análise modal realizada com o modelo MSV-A4 mostrou que as respectivas soluções de reforço representadas por estes modelos em quase nada alteram os modos de vibração e as respectivas frequências, quando comparados com o modelo MSV-A1. O efeito deste reforço na reposta sísmica da igreja será posteriormente analisado no ponto 5.7.2.3 deste capítulo.

### 5.7.1.4. Solução de reforço S3 – MSV-A5

Foi ainda analisada a solução correspondente ao funcionamento conjunto da viga de coroamento em B.A. (S2) e dos tirantes metálicos (S1) e que se encontra ilustrada na figura 5.69. O modelo que traduziu esta solução de reforço denominou-se MSV-A5.



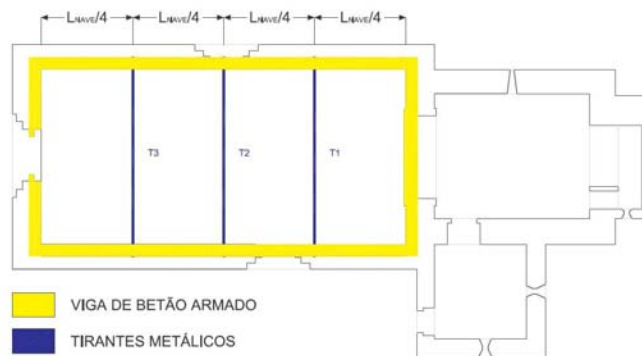


Figura 5.69 – Solução S3.

Como era de esperar, a comparação da análise modal do modelo com esta solução com as anteriores mostrou que as alterações em termos de resposta da igreja relativamente à situação MSV-A1 se devem essencialmente ao efeito dos tirantes metálicos previstos na solução S1.

#### 5.7.2. *Análise sísmica da influência de elementos de reforço ao nível da cobertura no comportamento da igreja*

##### 5.7.2.1. *Análise sísmica da influência da cobertura no comportamento da igreja*

Avalia-se apenas a influência da cobertura de madeira da igreja de Gondar no comportamento global sísmico da estrutura. Para tal foram aplicadas as combinações de ação sísmica  $Comb_1$  e  $Comb_2$  a um modelo da estrutura da igreja sem a cobertura, denominado MSVNL-A2, e cujos resultados foram posteriormente comparados, em termos de estado de deformação e de tensão, com os resultados do modelo MSVNL-A1 correspondente à situação inicial.

#### • **Análise do estado de deformação**

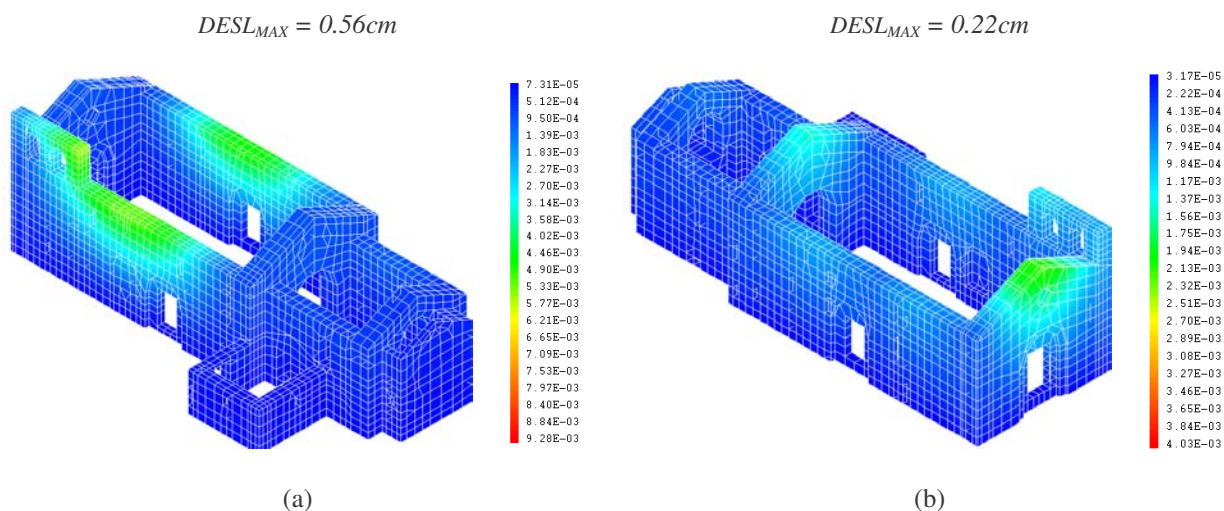


Figura 5.70 – Envoltório dos deslocamentos máximos absolutos (m) para o modelo MSVNL-A2 sob ação sísmica. (a)  $Comb_1$ . (b)  $Comb_2$ .

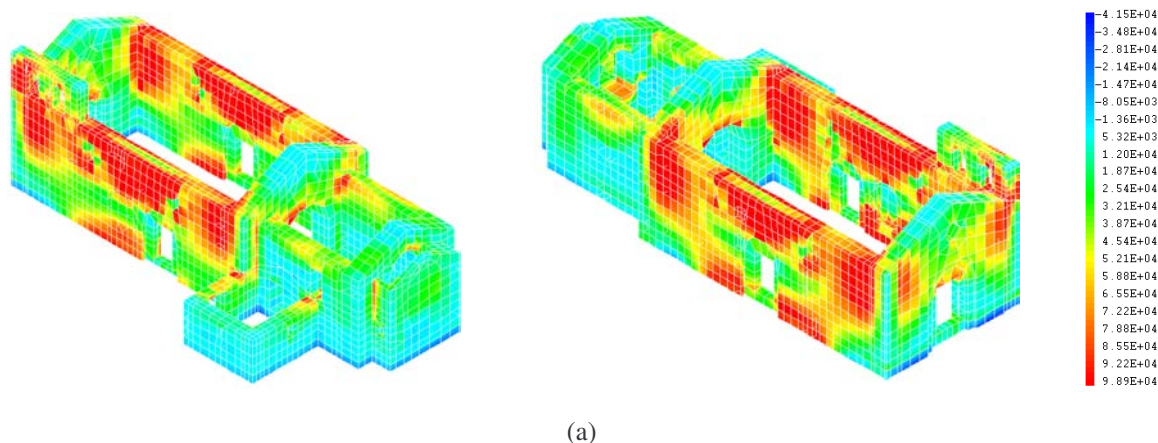
Relativamente à combinação de acções  $Comb_1$  os resultados deste modelo (MSVNL-A2) mostram que os deslocamentos nas fachadas laterais sofrem um agravamento quando é considerada a cobertura, o que significa que o telhado desempenha um papel pernicioso quando combinado com a acção da componente sísmica na direcção transversal. A inércia do telhado quando solicitada pela acção sísmica na direcção transversal (XX) da igreja agrava os deslocamentos dessas paredes nessa direcção.

Olhando agora para os resultados obtidos para combinação  $Comb_2$ , verifica-se que os deslocamentos nas fachadas laterais da nave diminuem bastante, confirmando-se ser a carga vertical do telhado a principal e quase exclusiva responsável pela deformação destas paredes. No entanto, nas paredes de topo da igreja os deslocamentos aumentam por falta de travamento na direcção longitudinal.

- **Análise do estado de tensão**

Os resultados apresentados em seguida correspondem às envolventes das máximas tensões principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  resultantes das análises sísmicas efectuadas com o modelo MSVNL-A2, e para as combinações de acções  $Comb_1$  e  $Comb_2$ .

$$Comb_1 - S_{11} - MAX = 100.0kPa$$



$$Comb_1 - S_{33} - MAX = -582.0kPa$$

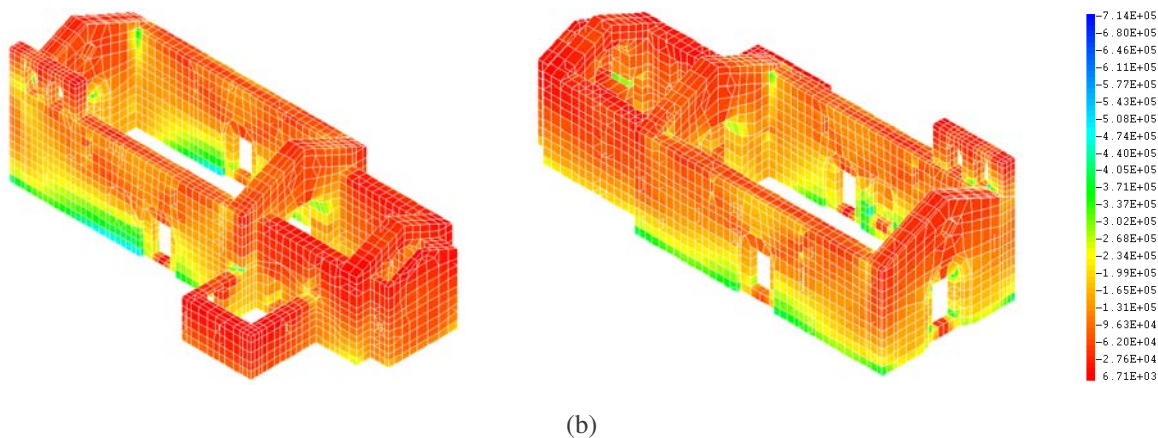
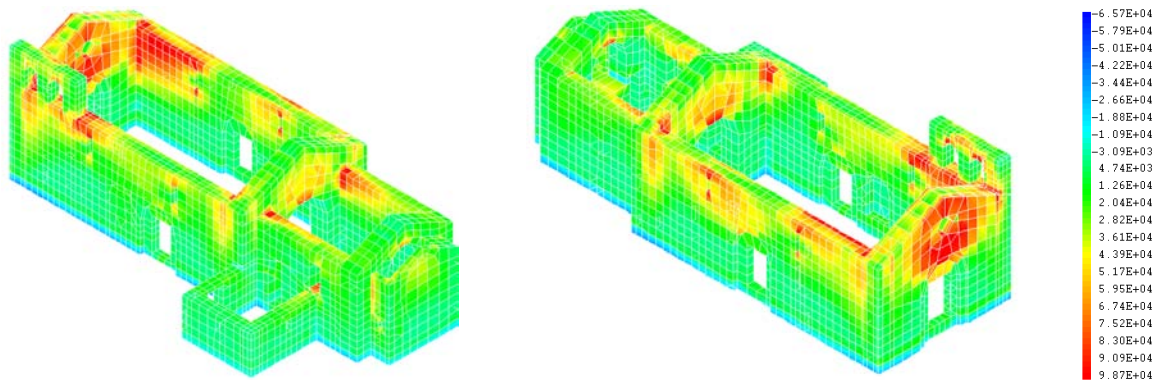


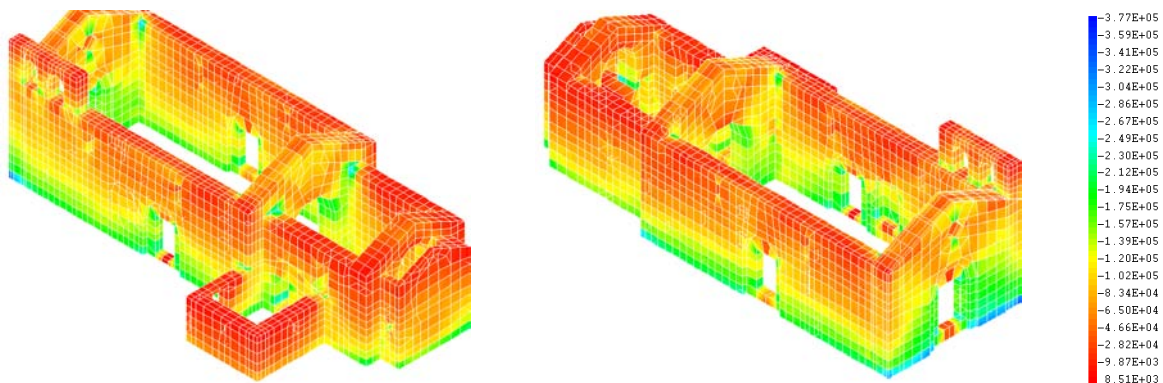
Figura 5.71 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A2) nas direcções principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  e para a combinação  $Comb_1$  (Pa). (a) Tensão principal  $S_{11}$ . (b) Tensão principal  $S_{33}$ .

$$Comb_2 - S_{11} - MAX = 100.0kPa$$



(a)

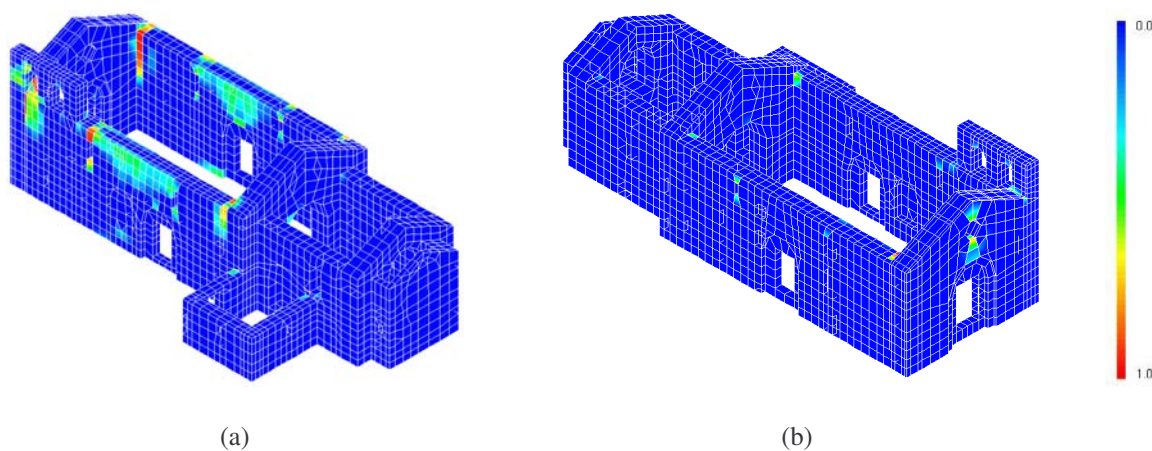
$$Comb_2 - S_{33} - MAX = -360.0kPa$$



(b)

Figura 5.72 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A2) nas direcções principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  e para a combinação  $Comb_2$  (Pa). (a) Tensão principal  $S_{11}$ . (b) Tensão principal  $S_{33}$ .

Na figura 5.73, podemos observar o dano de tracção ( $d^+$ ) obtido com o modelo não linear MSVNL-A2 para as combinações de acções  $Comb_1$  e  $Comb_2$ .



(a)

(b)

Figura 5.73 – Mapa de dano de tracção ( $d^+$ ) da igreja (MSVNL-A2). (a)  $Comb_1$ . (b)  $Comb_2$ .

Ao não ser considerada a cobertura, a distribuição e intensidade das tracções em ambas as faces (interior e exterior) das fachadas da igreja são semelhantes (figura 5.71a, figura 5.72a), e o dano de tracção obtido é inferior ao obtido com o modelo MSVNL-A1 (figura 5.73). O folheto médio das fachadas perpendiculares à direcção de aplicação das acções tem tracções quase nulas. Estas características da resposta da estrutura reflectem o movimento de flexão livre fora do plano que comanda o comportamento destas paredes. Como consequência da diminuição do dano de tracção, as compressões máximas instaladas na estrutura são também inferiores quando comparadas com as da igreja com a cobertura.

Assim sendo, confirma-se que este tipo de cobertura tem um efeito nefasto no comportamento global da igreja principalmente no que diz respeito às paredes laterais, tanto em regime estático como em regime dinâmico, sendo justificável um reforço da cobertura no sentido de a tornar autoportante e de permitir acomodar melhor acções dinâmicas, como sejam as acções sísmicas.

#### 5.7.2.2. Solução de reforço S1 – MSV-A3

Pretende-se este ponto avaliar a influência no comportamento sísmico da igreja do reforço ao nível da cobertura com tirantes metálicos, conforme ilustrado na figura 5.65. Os tirantes foram modelados com elementos de barras de 2 nós com um comportamento unidireccional elástico linear (resistência à compressão nula), de acordo com as características definidas no quadro 5.7 (R2), com o objectivo de reproduzir de uma forma realista o comportamento destes elementos. As características unidireccionais foram atribuídas às barras através do modelo material de dano *FRAGILE\_UNI* (Combescure, 2000) implementado em Cast3M. A alvenaria foi novamente modelada através do modelo de dano contínuo, conforme referido anteriormente. Esta situação de reforço foi traduzida em termos numéricos pelo modelo MSVNL-A3.

Para acções sísmicas a actuar na direcção longitudinal ( $Comb_2$ ) da igreja este tipo de reforço mostrou não alterar quase nada o estado de deformação e a concentração de dano na estrutura, relativamente à mesma análise efectuada com o modelo MSVNL-A1. Assim, e dado este tipo de reforço ser principalmente eficaz para acções sísmicas aplicadas na direcção transversal da estrutura (XX), optou-se por apresentar a análise do modelo apenas para a combinação  $Comb_1$ .

- **Análise do estado de deformação**

Nas figuras seguintes é apresentada a envolvente dos deslocamentos máximos absolutos registados em toda a igreja para esta situação de reforço (S1), considerando a acção das cargas permanentes e da combinação de acções  $Comb_1$ .



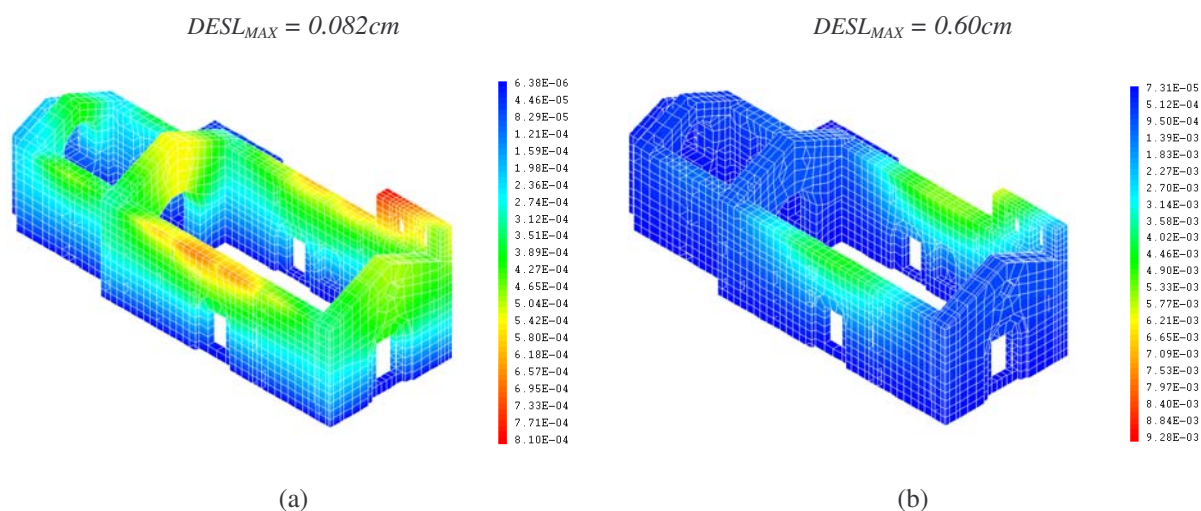


Figura 5.74 – Envolvente dos deslocamentos máximos absolutos (m) para o modelo MSVNL-A3. (a)  $G_k$ , (b)  $Comb_1$ .

Estes diagramas permitem retirar conclusões relativas à influência dos tirantes, tanto em regime estático, como em regime dinâmico. A introdução de tirantes metálicos ao nível da cobertura praticamente eliminou os deslocamentos horizontais introduzidos pela carga vertical da cobertura (figura 5.28d). Em termos dinâmicos, observou-se uma redução dos deslocamentos máximos absolutos de aproximadamente 57.0% nas zonas de maior deformação.

Analisando os esforços nos tirantes, verificou-se que durante a actuação da acção sísmica os tirantes estiveram sempre traccionados tal como se pode observar no quadro 5.9. Neste caso não teria sido necessário sobrecarregar o cálculo da igreja usando o modelo *FRAGILE\_UNI* uma vez que a barra se mantém sempre traccionada.

Quadro 5.9 – Esforços máximos e mínimos nos tirantes em regime linear e não linear, (MSVNL-A3).

ANÁLISE \ TIRANTE	T1	T2	T3
$G_{k_{MSVL-A3}}$	26.20kN	28.77kN	20.35kN
$MAX_{MSVL-A3}$	20.28kN	22.69kN	30.98kN
$MIN_{MSVL-A3}$	13.94kN	15.66kN	12.27kN
$G_{k_{MSVNL-A3}}$	20.28kN	22.69kN	20.35kN
$MAX_{MSVNL-A3}$	27.83kN	29.56kN	35.22kN
$MIN_{MSVNL-A3}$	14.50kN	14.76kN	14.87kN

A máxima variação positiva dos esforços nos tirantes, tendo como referência o esforço introduzido pela carga vertical da cobertura, regista-se no tirante T3 (figura 5.65), tanto em regime linear ( $\Delta T3_{MSVL-A3} = 10.63\text{kN}$ ) como em não linear ( $\Delta T3_{MSVNL-A3} = 14.87\text{kN}$ ). Tal ocorreu devido ao efeito dinâmico introduzido pela torre sineira na direcção transversal, o que se torna evidente ao observar a deformada da igreja correspondente à maior variação positiva de esforço (aumento de tracção) nos tirantes para o modelo MSVNL-A3, e o respectivo mapa de deslocamentos (figura 5.75).

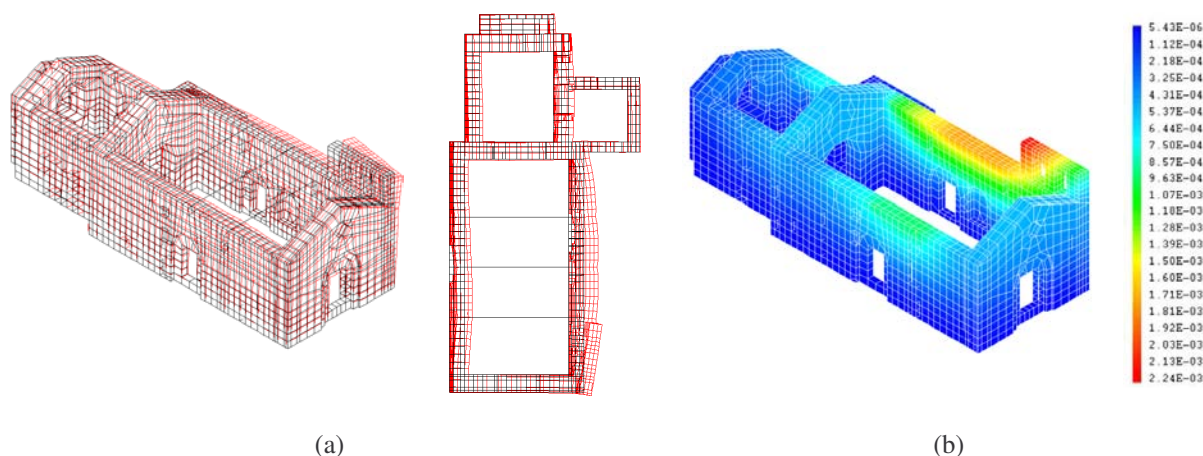


Figura 5.75 – (a) Estado de deformação correspondente à maior variação positiva de esforço de tracção nos tirantes metálicos. (b) Deslocamentos na direcção transversal (XX) para o instante em que se registou a maior variação positiva de esforço de tracção nos tirantes metálicos.

O maior alívio de tracção nos tirantes ocorre no tirante central (T2) tanto em regime linear ( $\Delta T2_{MSVL-A3} = -14.76\text{kN}$ ) como em regime não linear ( $\Delta T2_{MSVNL-A3} = -7.93\text{kN}$ ). Na figura seguinte podemos observar a deformada da igreja correspondente à maior variação negativa (alívio de tracção) de esforço nos tirantes para o modelo MSVNL-A3 e o respectivo mapa de deslocamentos.

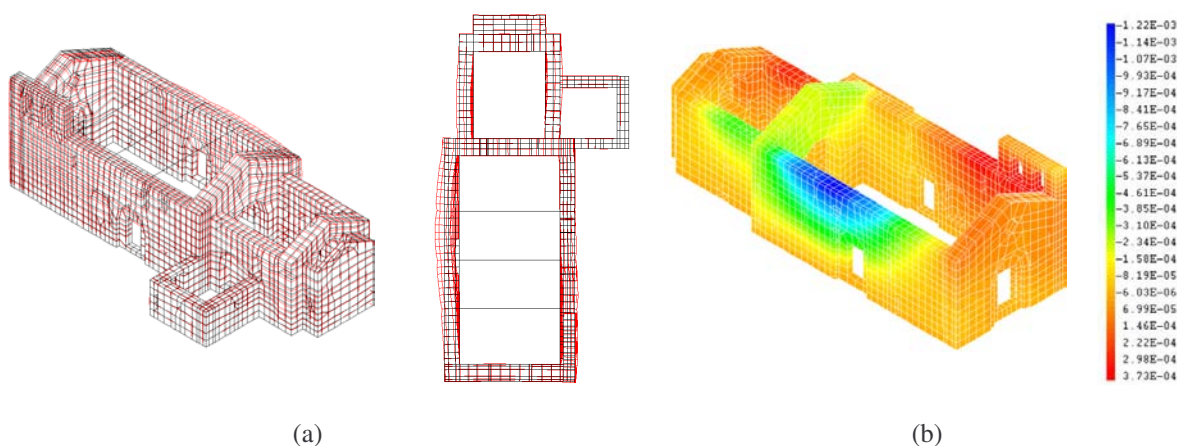


Figura 5.76 – (a) Estado de deformação correspondente à maior variação negativa de esforço de tracção nos tirantes metálicos. (b) Deslocamentos na direcção transversal (XX) para o instante em que se registou a maior variação negativa de esforço de tracção nos tirantes metálicos.

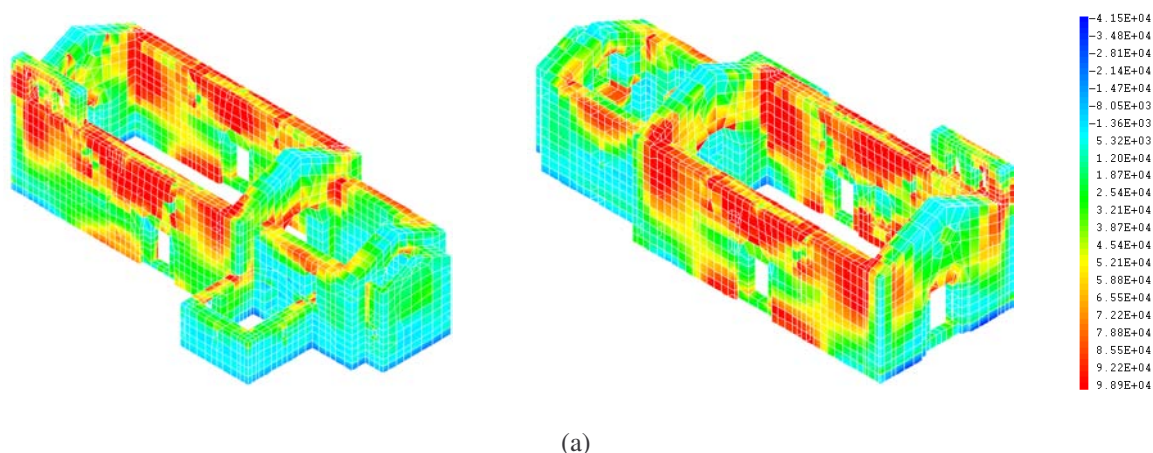


Olhando para a variação de esforços nos tirantes e para os respectivos deslocamentos, constata-se que os tirantes considerados neste reforço são suficientemente rígidos para que as paredes laterais da nave tenham algum funcionamento conjunto. A rigidez dos tirantes é uma característica de grande importância quando o objectivo do reforço passa por minimizar os deslocamentos introduzidos pela cobertura na parede, tornando-a autoportante, e “obrigar” as paredes a funcionar em conjunto.

### • Análise do estado de tensão

Os resultados apresentados em seguida correspondem às envolventes das máximas tensões principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  resultantes das análises sísmicas efectuadas com este modelo para a combinação de acções  $Comb_1$  considerada na análise desta situação de reforço (S1).

$$Comb_1 - S_{11} - MAX = 100.0kPa$$



$$Comb_1 - S_{33} - MAX = -555.0kPa$$

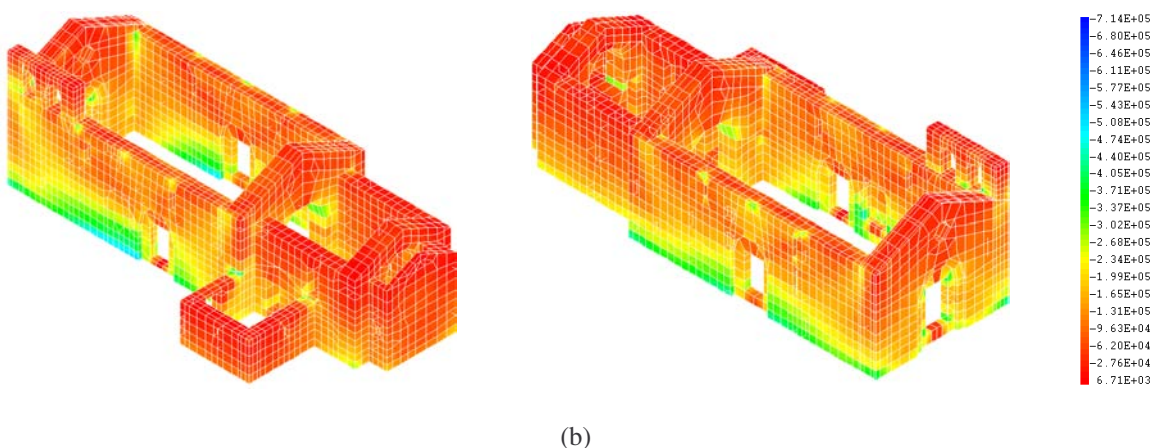


Figura 5.77 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A3) nas direcções principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  e para a combinação  $Comb_1$  (Pa). (a) Tensão principal  $S_{11}$ . (b) Tensão principal  $S_{33}$ .

Em termos de tensões, verifica-se que este reforço aumenta a área traccionada, principalmente nas fachadas laterais da nave da igreja tal como se pode observar na figura 5.77a. O folheto médio das fachadas apresenta tracções quase nulas, o que significa que as paredes têm um comportamento à

flexão fora do plano em ambos os sentidos. Para além disso, o padrão de tensões e dano nessas paredes é semelhante em ambas as faces, o que significa que os tirantes metálicos cumprem o seu papel e obrigam as paredes laterais a funcionarem em conjunto. As paredes de topo acabam também por ter um comportamento semelhante em ambas as faces, condicionado pelo comportamento das faces laterais.

Em termos de dano de tracção, analisando a figura 5.78 facilmente se constata que, apesar de existir uma maior área traccionada, as zonas danificadas diminuíram, mantendo-se as concentrações de dano de maior intensidade nas intersecções das fachadas laterais e de topo. Esta diminuição da área danificada reflectiu-se na diminuição dos valores das compressões relativamente ao modelo MSVNL-A1, registando-se o máximo valor ( $-555.0kPa$ ) na face exterior da fachada F2 junto à base, como se pode observar na figura 5.77b.

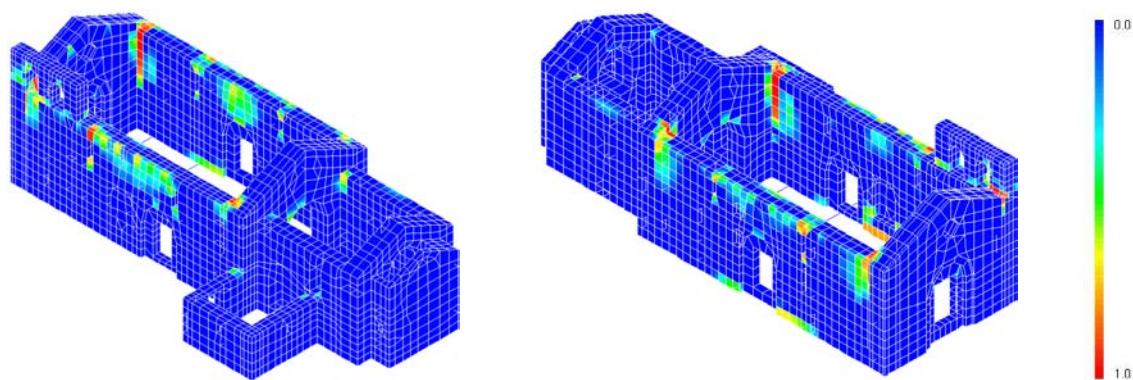


Figura 5.78 – Mapa de dano de tracção ( $d^+$ ) da igreja (MSVNL-A3) para a combinação de acções  $Comb_1$ .

Como nota final, indica-se que no caso da  $Comb_2$  verifica-se que os tirantes não sofreram praticamente nenhum acréscimo de esforços para além daqueles instalados quando se considera apenas as cargas permanentes a actuar. Para além disso, os estados de tensão e deformação mantêm-se parecidos com os do modelo não reforçado (MSVNL-A1).

Em resumo, a colocação deste tipo de solução de reforço tem um efeito muito benéfico na igreja. Permite tornar a cobertura praticamente autoportante, eliminando os deslocamentos nas paredes devido ao seu peso próprio. Quando submetida a uma acção do tipo sísmico na direcção mais gravosa (XX), o reforço faz com que as paredes trabalhem em conjunto e atenua o efeito nefasto da cobertura, identificado anteriormente com o modelo MSVNL-A1. Este comportamento fez com que as tracções se espalhassem pela estrutura diminuindo a concentração de dano de tracção, principalmente na zona junto à cobertura na face exterior das fachadas laterais, e ainda ao longo do eixo de flexão na face interior dessas mesmas fachadas (figura 5.54b). Para além disso, a diminuição do dano de tracção reduziu ainda os níveis de compressão na alvenaria.

### 5.7.2.3. Solução de reforço S2 – MSV-A4

Neste ponto procedeu-se à análise sísmica da igreja reforçada agora com uma viga de coroamento em betão armado colocada no topo das paredes envolventes da nave da igreja, conforme ilustrado a verde na figura seguinte. Esta situação de reforço foi representada pelo modelo MSVNL-A4.

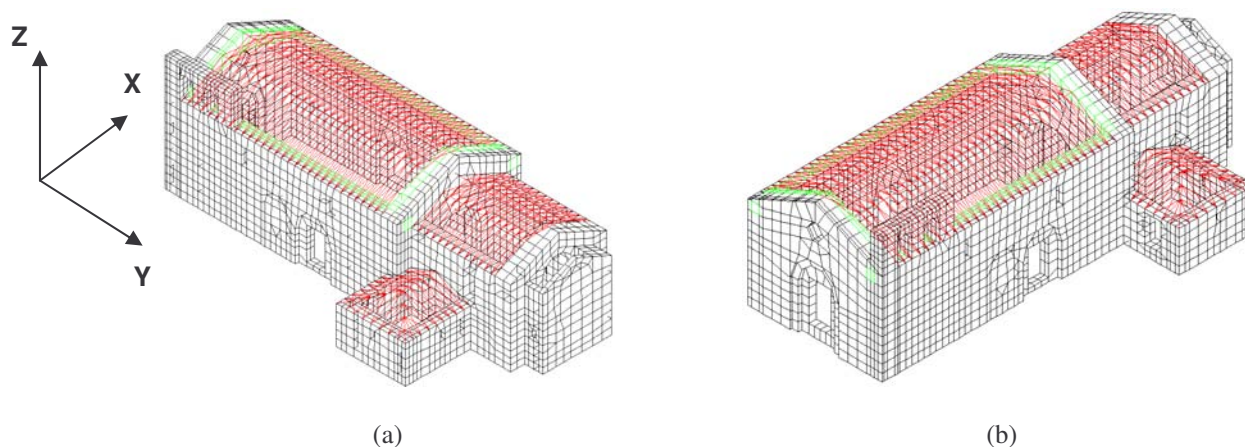


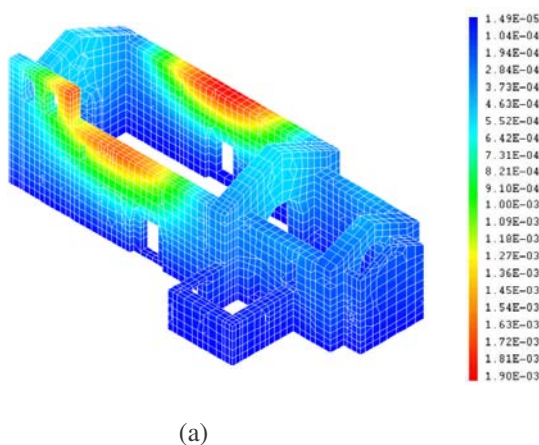
Figura 5.79 – Modelo MSVNL-A4.

As vigas de coroamento foram modeladas com elementos de volume de 8 nós (CUB8) e considerando um modelo material com comportamento linear elástico, ao qual foram atribuídas as características apresentadas no quadro 5.8. A alvenaria de pedra foi modelada através da aplicação do modelo de dano contínuo, tal como referido anteriormente.

- **Análise do estado de deformação**

Nas figuras seguintes é apresentada a envolvente dos deslocamentos máximos absolutos registados em toda a igreja para esta situação de reforço (S2).

$$DESL_{MAX} = 0.19cm$$



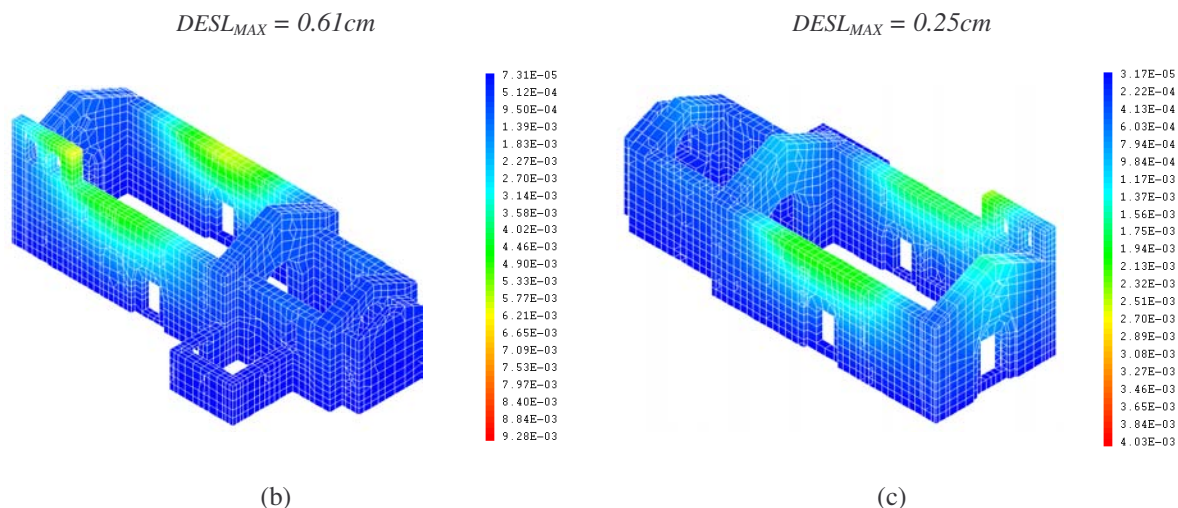


Figura 5.80 – Envolvente dos deslocamentos absolutos (m) para o modelo MSVNL-A4 sob acção sísmica. (a)  $G_k$ . (b)  $Comb_1$ . (c)  $Comb_2$ .

Comparando as envolventes de deslocamentos máximos absolutos dos modelos MSVNL-A1 e MSVNL-A4, tanto para a acção das acções permanentes como para as acções dinâmicas  $Comb_1$  e  $Comb_2$ , constata-se que a introdução de uma viga de coroamento em betão armado diminui de forma significativa os deslocamentos máximos das paredes laterais da nave na direcção transversal (aproximadamente 50.0%). Mantendo no entanto o padrão de deformação em relação à situação não reforçada.

Na figura seguinte apresenta-se a comparação dos deslocamentos da estrutura nas zonas de maior concentração de dano, para as duas combinações consideradas e para a acção individual das cargas permanentes.

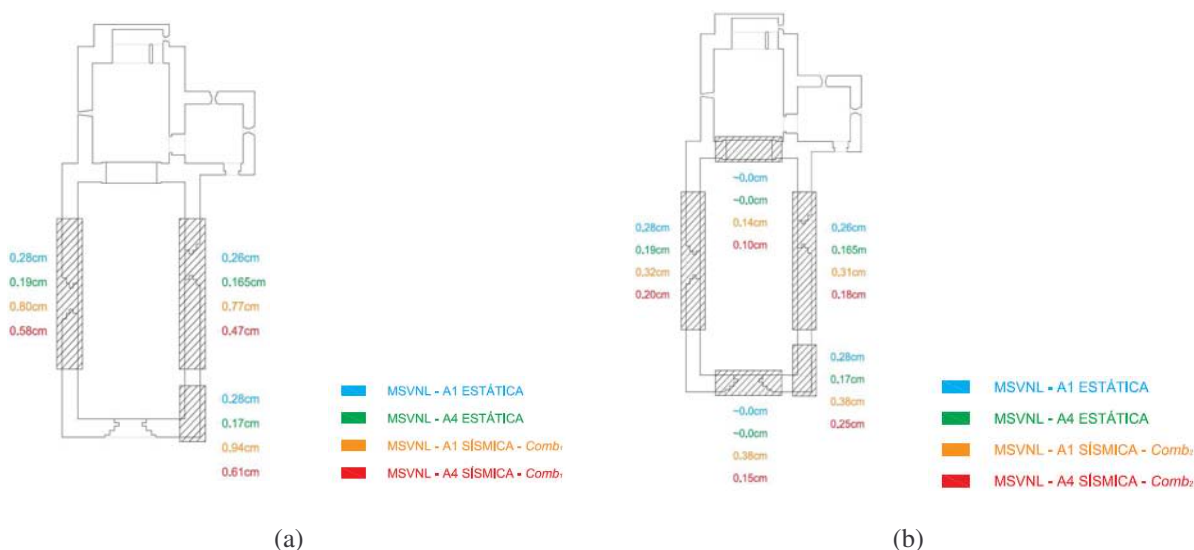


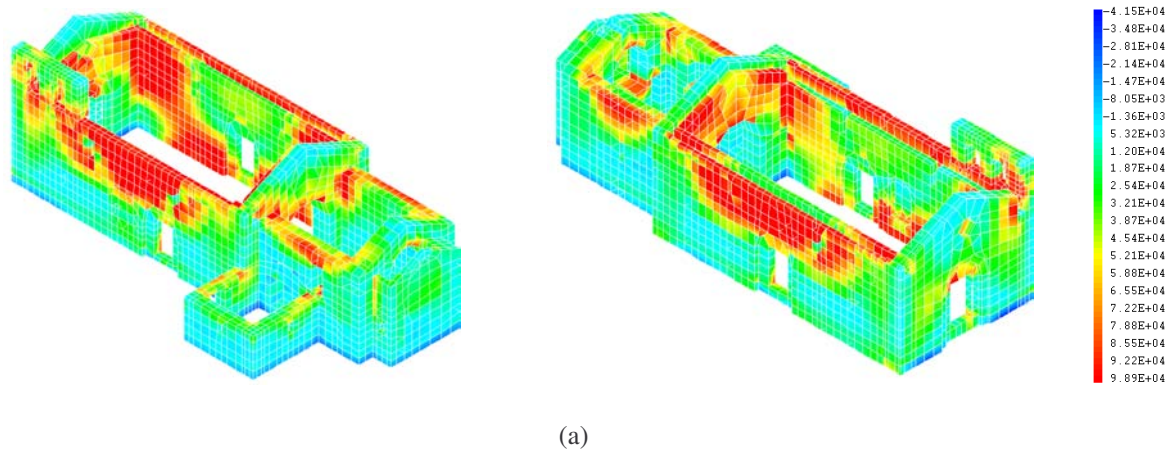
Figura 5.81 – Comparação dos deslocamentos máximos absolutos (cm) nas principais zonas de concentração de dano para as combinações  $Comb_1$  e  $Comb_2$  e cargas permanentes ( $G_k$ ).



- **Análise do estado de tensão**

Os resultados apresentados de seguida correspondem às envolventes das máximas tensões principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  resultantes das análises sísmicas efectuadas com este modelo para as combinações de acções  $Comb_1$  e  $Comb_2$  consideradas na análise desta situação de reforço (S2).

$$Comb_1 - S_{11} - MAX = 100.0kPa$$



$$Comb_1 - S_{33} - MAX = -607.0kPa$$

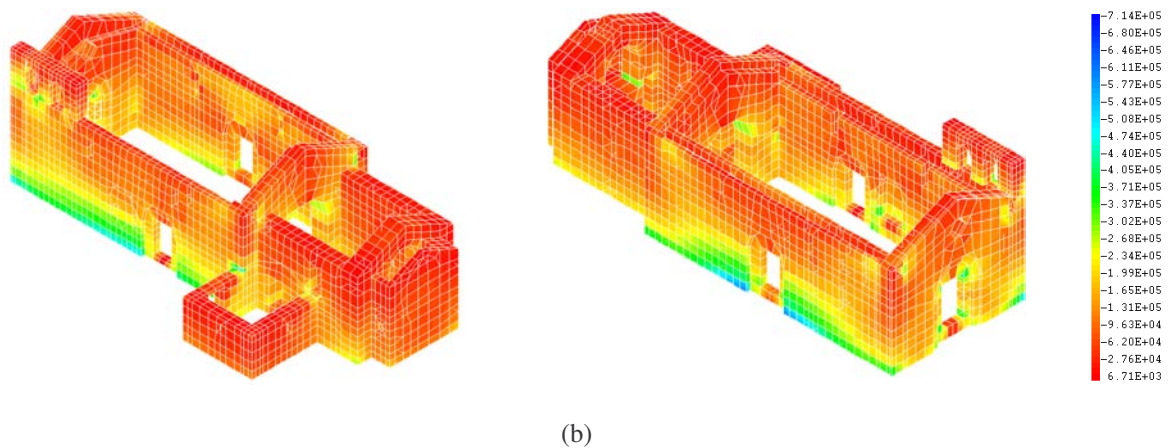
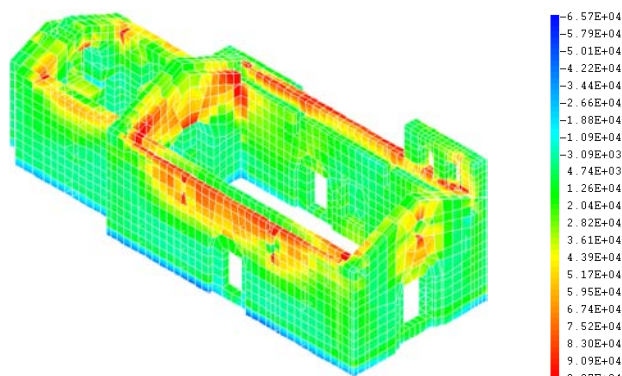
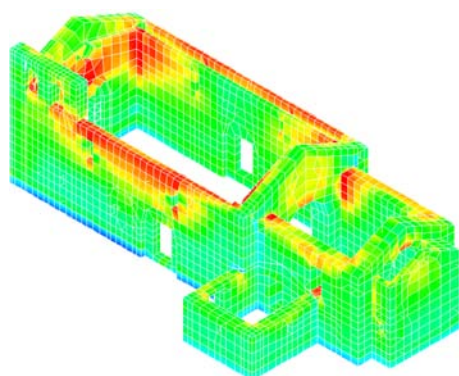


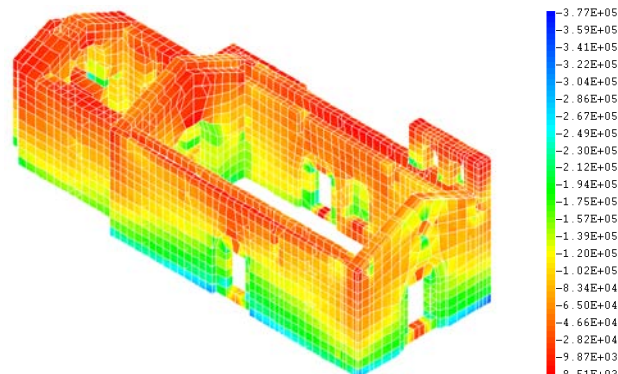
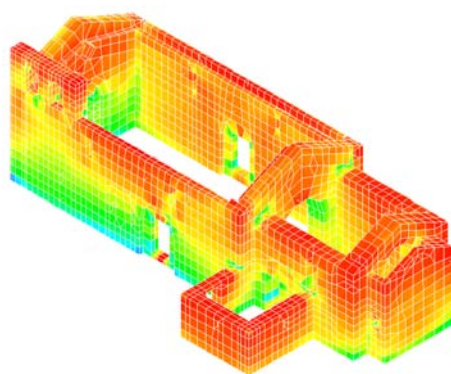
Figura 5.82 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A4) nas direcções principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  e para a combinação  $Comb_1$  (Pa). (a) Tensão principal  $S_{11}$ . (b) Tensão principal  $S_{33}$ .

$$Comb_2 - S_{11} - MAX = 100.0kPa$$



(a)

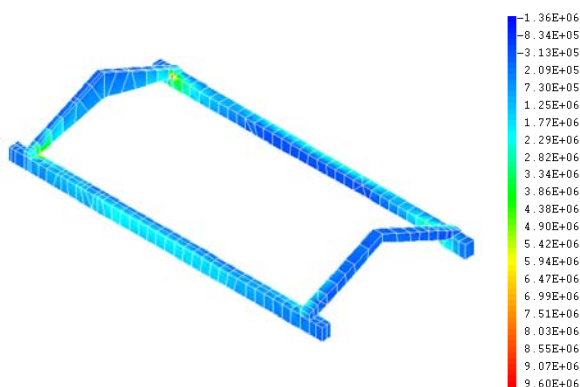
$$Comb_2 - S_{33} - MAX = -360.0kPa$$



(b)

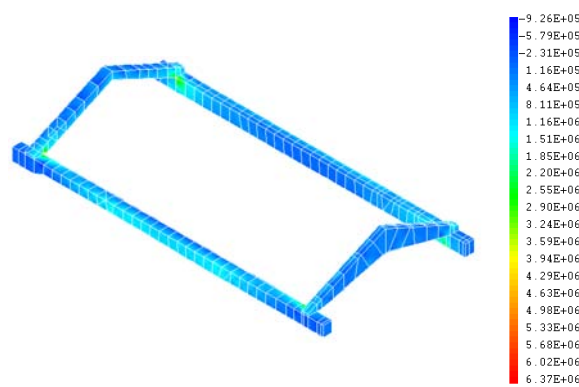
Figura 5.83 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A4) nas direcções principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  e para a combinação  $Comb_2$  (Pa). (a) Tensão principal  $S_{11}$ . (b) Tensão principal  $S_{33}$ .

$$Comb_1 - S_{11} - MAX = 6418.0kPa$$



(a)

$$Comb_2 - S_{11} - MAX = 4214.0kPa$$



(b)

Figura 5.84 – Envolvente das tracções na viga de coroamento (MSVNL-A4 - Pa). (a)  $Comb_1$ . (b)  $Comb_2$ .



As máximas tracções registadas na viga de coroamento ocorreram nas zonas de intersecção das fachadas perimetrais da nave na parte interior da igreja e para as ambas as combinações de acções, com um valor máximo de 6.42MPa para a  $Comb_1$  (figura 5.84a) e 4.21MPa para a  $Comb_2$  (figura 5.84a). Este elemento de reforço absorve uma parte importante dos esforços, provocando uma redução na mancha de tracções, principalmente na face interior das fachadas da igreja para ambas as combinações de acções (figura 5.82a e figura 5.83a), exercendo para isso um efeito benéfico sobre as paredes de alvenaria.

Na figura 5.85, podemos observar o dano de tracção ( $d^+$ ) obtido com o modelo não linear MSVNL-A2 para as combinações de acções  $Comb_1$  e  $Comb_2$ .

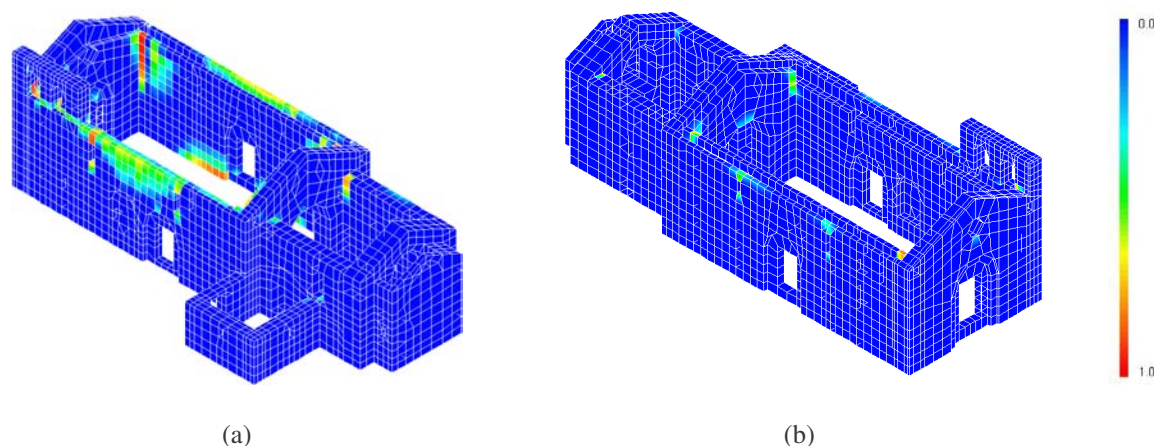


Figura 5.85 – Mapa de dano de tracção ( $d^+$ ) da igreja (MSVNL-A4). (a)  $Comb_1$ . (b)  $Comb_2$ .

Da comparação do mapa de dano de tracção dos modelos MSVNL-A4 e MSVNL-A1 para ambas as combinações consideradas, destaca-se a diminuição do dano nas zonas de intersecção das fachadas perimetrais da nave para a combinação  $Comb_2$ , e a diminuição da área danificada na face interior das fachadas laterais da nave para a combinação  $Comb_1$ . Na face exterior das fachadas laterais os níveis de dano de tracção e de área danificada mantêm-se mais ou menos iguais.

Os níveis de compressão máximos também baixaram relativamente ao modelo MSVNL-A1, consequência directa da diminuição do dano de tracção, continuando no entanto a registar-se o valor máximo na base das fachadas laterais da nave.

#### 5.7.2.4. Solução de reforço S3 – MSV-A5

Na sequência da análise numérica da influência de reforços no comportamento sísmico deste tipo de igrejas em que se considera um comportamento não linear na alvenaria, foi testado o efeito conjunto da solução S1, relativa à colocação de tirantes metálicos conforme definido anteriormente, e da solução S2 correspondente à colocação de uma viga de betão armado de coroamento das fachadas perimetrais da nave. O modelo numérico que traduz esta situação denomina-se MSVNL-A5.

- **Análise do estado de deformação**

Em termos de estado de deformação, este modelo apresentou níveis de deslocamento inferiores quando comparado com as outras situações alvo de análise, o que significa que se trata de uma solução de reforço eficaz, (figura 5.86).

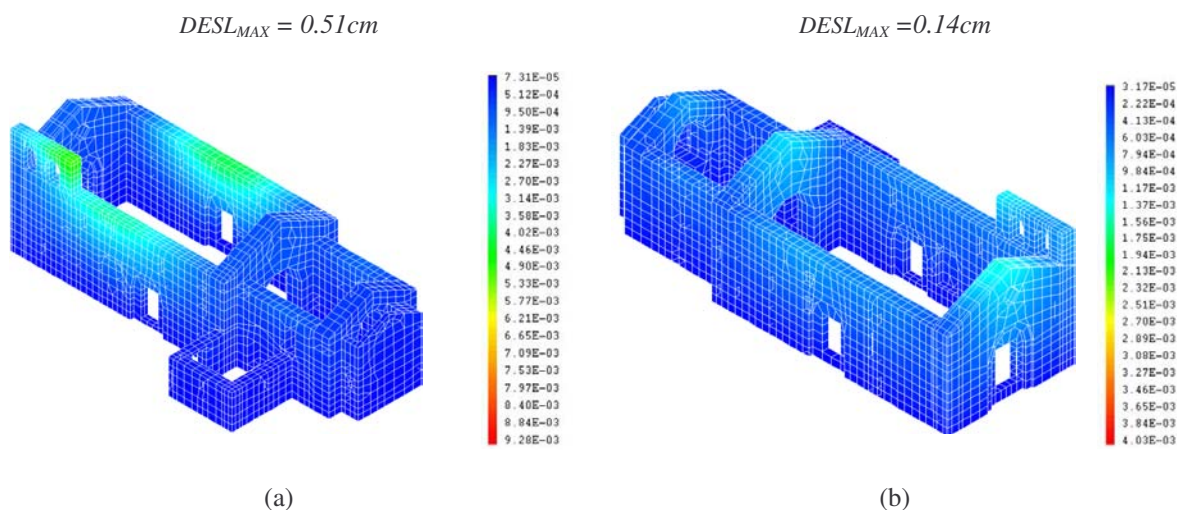


Figura 5.86 – Envolvente dos deslocamentos absolutos (m) para o modelo MSVNL-A5 sob acção sísmica. (a) *Comb1*. (b) *Comb2*.

Quadro 5.10 – Esforços máximos e mínimos nos tirantes em regime não linear, (MSVNL-A5).

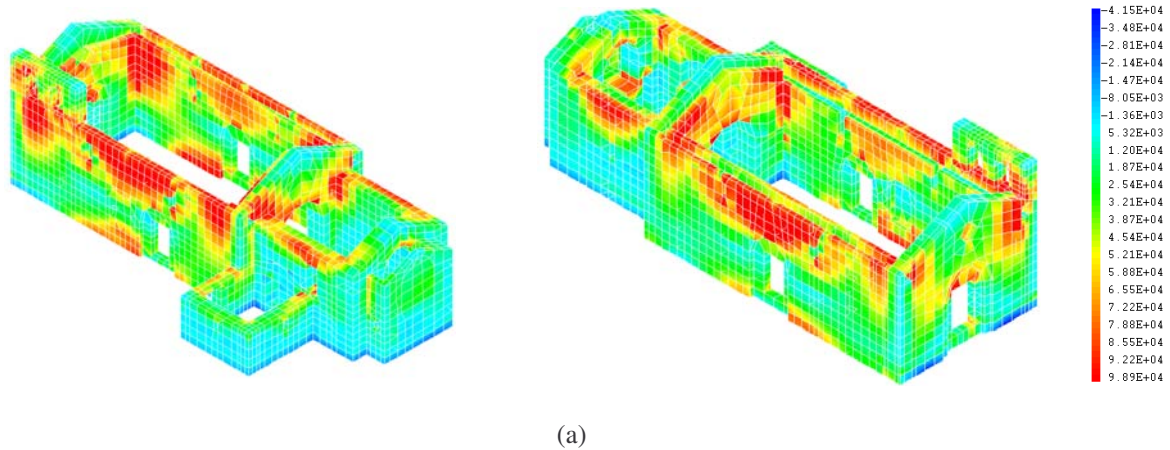
ANÁLISE \ TIRANTE	T1	T2	T3
$Gk_{MSVNL-A5}$	18.282kN	22.016kN	18.588kN
$MAX_{MSVNL-A5}$	21.75kN	27.00kN	24.89kN
$MIN_{MSVNL-A5}$	15.85kN	18.18kN	10.96kN

Comparando os esforços nos tirantes obtidos com esta solução com os resultados do modelo MSVNL-A3, constata-se que a viga ao funcionar em conjunto com os tirantes metálicos alivia ligeiramente o estado de tracção dos tirantes introduzido pelas cargas permanentes da cobertura. No que diz respeito às acções dinâmicas, o funcionamento conjunto de S1 e S2 faz com que as variações dos esforços nos tirantes, tanto no sentido de alívio das tracções, como de agravamento, diminuam resultado da menor deformabilidade da estrutura.

- **Análise do estado de tensão**

Os resultados apresentados em seguida correspondem às envolventes das máximas tensões principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  resultantes das análises sísmicas efectuadas com este modelo para as combinações de acções *Comb1* e *Comb2* consideradas na análise desta situação de reforço (S3).

$$Comb_1 - S_{11} - MAX = 100.0kPa$$



$$Comb_1 - S_{33} - MAX = -588.0kPa$$

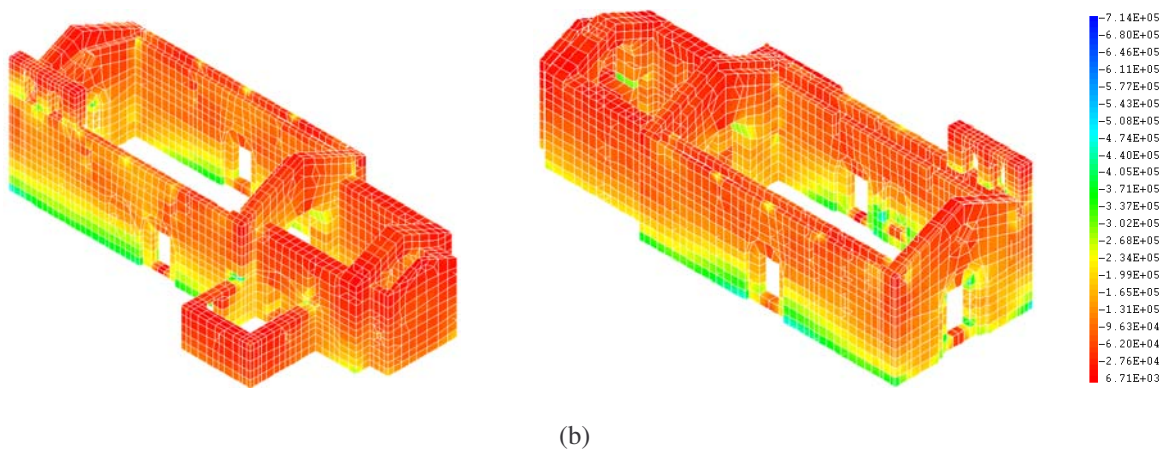
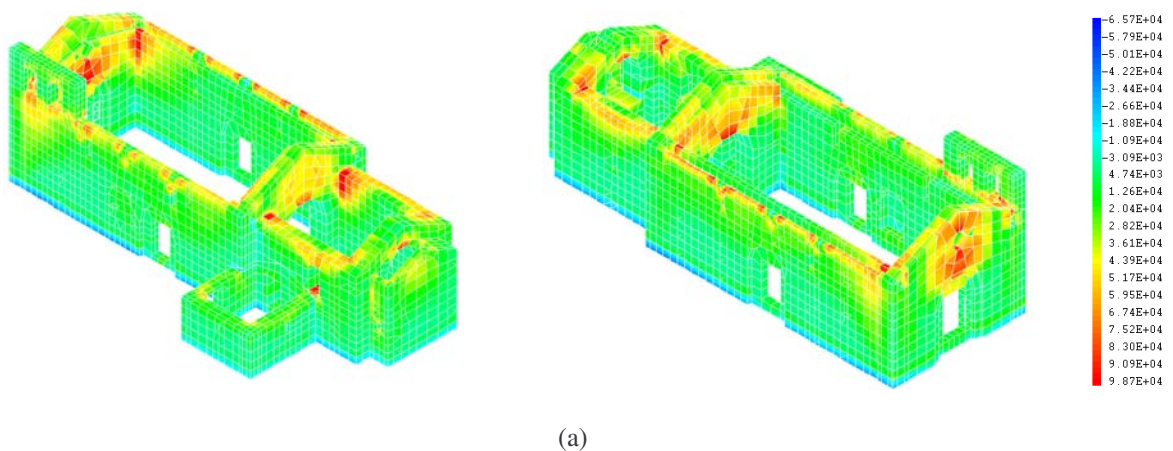


Figura 5.87 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A5) nas direcções principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  e para a combinação  $Comb_1$  (Pa). (a) Tensão principal  $S_{11}$ . (b) Tensão principal  $S_{33}$ .

$$Comb_2 - S_{11} - MAX = 100.0kPa$$





$$Comb_2 - S_{33-MAX} = -366.0kPa$$

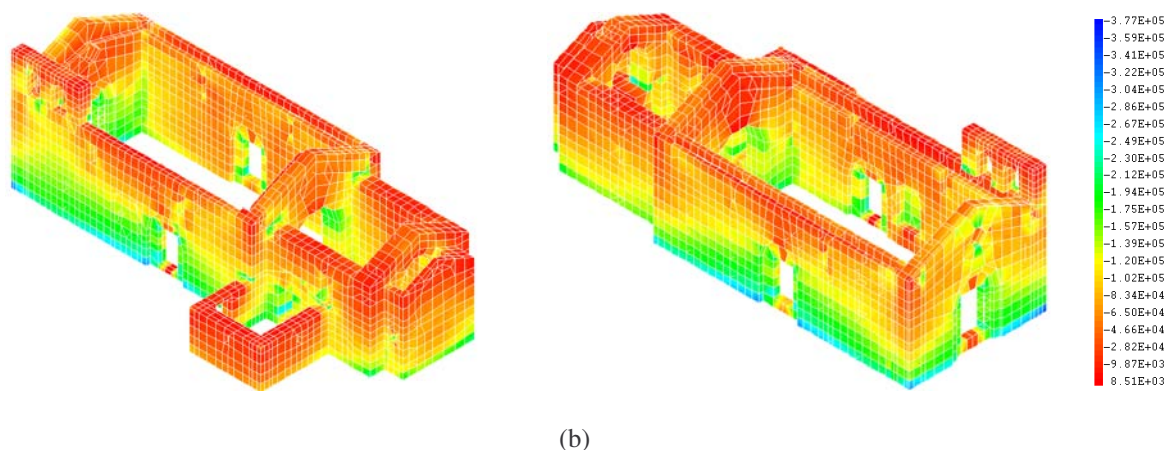


Figura 5.88 – Mapa de tensões da igreja (MSVNL-A5) nas direcções principais  $S_{11}$  e  $S_{33}$  e para a combinação  $Comb_2$  (Pa). (a) Tensão principal  $S_{11}$ . (b) Tensão principal  $S_{33}$ .

$$Comb_1 - S_{11-MAX} = 4640.0kPa$$

$$Comb_2 - S_{11-MAX} = 2717.0kPa$$

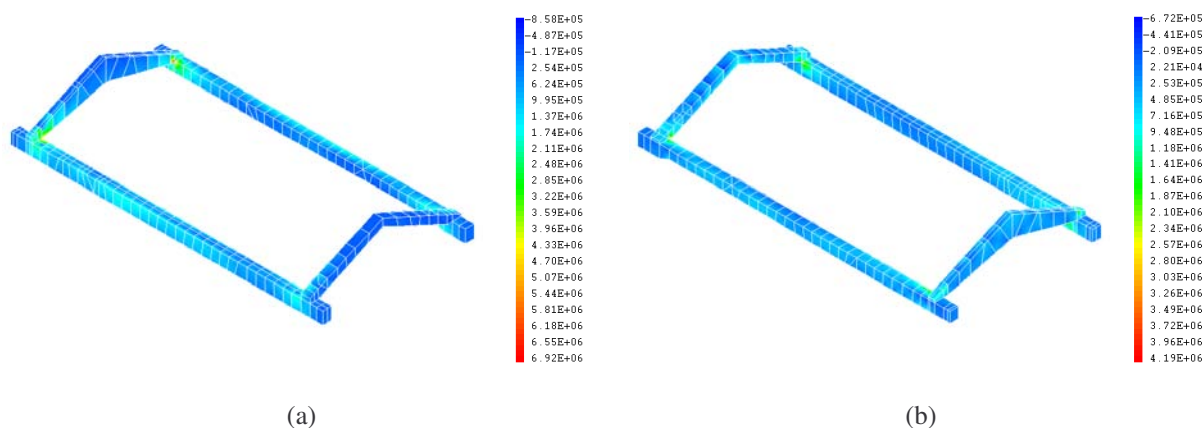


Figura 5.89 – Envolvente das tracções na viga de coroamento (MSVNL-A5 - Pa). (a)  $Comb_1$ . (b)  $Comb_2$ .

Na figura 5.90, podemos observar o dano de tracção ( $d^+$ ) obtido com o modelo não linear MSVNL-A5 para as combinações de acções  $Comb_1$  e  $Comb_2$ .

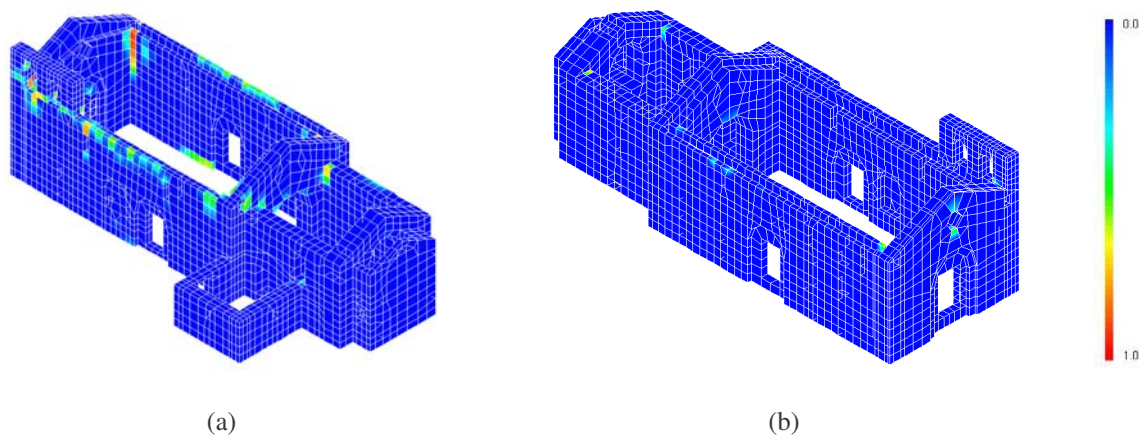


Figura 5.90 – Mapa de dano de tracção ( $d^+$ ) da igreja (MSVNL-A5). (a)  $Comb_1$ . (b)  $Comb_2$ .

Os resultados obtidos permitem concluir que a solução conjunta de S1 e S2 fez com que a área traccionada nas paredes de alvenaria diminuísse em relação à acção individual de cada uma das soluções, mantendo praticamente a mesma ordem de grandeza das compressões, o que é benéfico para a igreja. Para além disto, em termos construtivos a viga de coroamento das fachadas complementa os tirantes metálicos, facilitando a sua ligação às paredes.

No que diz respeito à viga de coroamento, as máximas tracções continuam a registar-se nas zonas de intersecção das fachadas da nave. No entanto, os níveis de tracções máximos registados com esta solução diminuíram bastante comparativamente com a solução MSVNL-A4 em que se considerou apenas a viga de coroamento como reforço (cerca de 55.0% para a  $Comb_1$  e 38.0% para a  $Comb_2$ ), o que significa que os tirantes aliviaram as tracções na viga, principalmente para a  $Comb_1$  em que estes são mais activos.

Analisando agora os mapas de dano resultantes desta análise, verifica-se que o dano de tracção sofrido pela igreja é mínimo, atingindo valores perto da rotura apenas nas ligações das fachadas laterais da nave com a fachada frontal em ambas as combinações de acções. Assim sendo, é importante adoptar medidas de reforço, no sentido de “cozer” as fachadas nessas zonas mais críticas.

## **CAPÍTULO 6** - CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS





### 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

#### 6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta dissertação teve como principal objectivo a calibração e avaliação da aplicabilidade de um modelo material, baseado na Mecânica de Dano Contínuo (Faria, 1994), na simulação numérica de estruturas em alvenaria de pedra tendo como base resultados experimentais e o estudo do comportamento de estruturas de alvenaria de pedra, em particular quando submetidas a acções do tipo sísmico. Na sequência deste objectivo são em seguida resumidas as conclusões mais relevantes relativas às metodologias seguidas e aos resultados obtidos em cada uma das diferentes fases deste trabalho, nomeadamente nas fases experimentais e numéricas.

##### 6.1.1. *Análise experimental*

Neste trabalho foram realizados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da universidade do Porto (FEUP) ensaios em duas paredes de alvenaria de pedra (PA1 e PA2). As duas estruturas foram ensaiadas ao corte, sob carga axial vertical constante e acção horizontal cíclica crescente imposta no plano da parede, aplicada de forma quasi-estática i.e., sem mobilização da inércia.

Os ensaios realizados permitiram adquirir sensibilidade para o modo de funcionamento deste tipo de estruturas e para os fenómenos, tanto locais, como globais que se desenvolvem quando são submetidas a acções cíclicas. Com o decorrer dos ensaios foi possível observar a forma como as paredes se deformaram, onde e como se formaram superfícies de concentração de dano (fissuração) e de que forma é que estas se desenvolveram. De um ponto de vista mais global, foi possível aferir parâmetros globais como a rigidez (inclinação de carga, descarga e recarga), a energia dissipada e a capacidade resistente da estrutura.

Os resultados obtidos nestes ensaios mostraram que a heterogeneidade deste tipo de estrutura se reflecte nos comportamentos locais detectados durante os ensaios, ou seja, os resultados mostraram que existe uma grande sensibilidade destes à forma como são constituídas as paredes, à distribuição das pedras e das juntas, em particular à existência de maior ou menor percentagem volumétrica de

argamassa nas juntas em relação ao volume total das paredes, tendo-se verificado a formação de superfícies de concentração de dano e de deslizamento ao nível das juntas. No entanto, ao nível global as paredes ensaiadas responderam com grande uniformidade e simetria, diluindo muitas das particularidades que apresentam ao nível local.

O comportamento das paredes foi dominado na fase inicial dos ensaios pela acção da carga vertical e de flexão introduzida pela acção horizontal, com concentração de danos junto à base nas faces de topo da parede, e com uma ligeira influência da acção de corte. Na fase mais avançada do ensaio o comportamento foi dominado pela abertura de juntas nos paramentos ao longo das diagonais, tendo então o corte um papel preponderante.

Os ensaios mostraram tratar-se de estruturas que apresentam no seu plano um comportamento global não-linear do tipo bi, ou tri-linear, com relativa capacidade dúctil e de dissipação de energia, logo não desprovidas de capacidade de acomodação de acções do tipo sísmico no plano. Note-se que neste tipo de ensaios a capacidade resistente global é condicionada pelo equilíbrio estático entre o momento derrubador gerado pela acção imposta horizontal e o momento estabilizador introduzido pela acção vertical. Como tal, para ensaios deste tipo realizados em paredes semelhantes, e para o mesmo nível de carga vertical, não são esperadas grandes flutuações da resistência máxima da parede.

É ainda de notar que apesar deste estudo se reportar apenas ao comportamento de paredes de alvenaria de pedra no seu plano, o comportamento deste tipo de estruturas fora do plano pode ter características bastante diferentes das apresentadas, sendo largamente condicionado pelos restantes elementos estruturais que eventualmente constituam a construção da qual faz parte, nomeadamente paredes transversais e elementos de piso e cobertura.

Estes ensaios, para além de terem permitido uma melhor compreensão do comportamento estrutural global e local das estruturas de alvenaria, serviram ainda para efectuar uma primeira calibração, ainda que limitada, do modelo de dano contínuo adoptado na modelação numérica de estruturas de alvenaria de pedra.

### *6.1.2. Análise numérica*

#### *6.1.2.1. Calibração do modelo de dano*

Nesta segunda fase do trabalho verificou-se a aplicabilidade do modelo de dano contínuo (Faria, 1994), originalmente desenvolvido para estruturas de betão, na simulação do comportamento de estruturas de alvenaria de pedra. Esta avaliação foi realizada como base na calibração do modelo a partir de resultados experimentais, nomeadamente os obtidos nos ensaios das paredes de alvenaria de

pedra levados a cabo no LESE e os encontrados na bibliografia, mais precisamente em (Vasconcelos, 2005).

### 1) Resultados experimentais dos ensaios (PA1NR e PA2NR)

A calibração dos parâmetros do modelo de dano efectuado com base nos resultados experimentais das paredes PA1 e PA2 permitiu um bom ajuste em termos de resistência e de rigidez inicial de carga às curvas de resposta experimentais (força *vs* deslocamento) de ambas as paredes. No entanto, este modelo não é capaz de representar adequadamente a rigidez de descarga e recarga ao longo dos vários ciclos e, consequentemente, a energia de dissipação das paredes ensaiadas. Mesmo tratando-se de um ajuste fenomenológico, o extenso processo de calibração dos parâmetros do modelo de dano não permitiu ultrapassar este problema.

### 2) Resultados experimentais da bibliografia

Na calibração do modelo de dano com base nos resultados da bibliografia, a abordagem adoptada foi bem diferente da anterior. Neste caso foi primeiro definido o comportamento do material, em que as características que definem o ramo de compressão foram determinadas com base em ensaios de compressão simples em colunas de alvenaria, posteriormente “escaladas” de acordo com valores encontrados na bibliografia, para uso na simulação de paredes de alvenaria. As características que definem o ramo de tracção da curva de comportamento do material foram adoptadas por forma a conferir um comportamento caracterizado por uma baixa resistência e uma elevada fragilidade, segundo uma lei exponencial de comportamento pós pico.

A curva numérica final de comportamento do material foi aplicada directamente na simulação dos ensaios cíclicos tendo-se obtido boas aproximações numéricas às curvas experimentais, quando comparadas com a calibração anterior, principalmente no que respeita à energia dissipada. No entanto, continuaram a existir na mesma dificuldades na simulação da rigidez de descarga e da energia dissipada que resulta fundamentalmente da incapacidade do modelo de dano de captar efeitos como os de fricção relacionados com o comportamento local das juntas.

No caso dos testes realizados por Graça Vasconcelos a força axial é maior, i.e., é maior o efeito de flexão das paredes em detrimento do deslizamento de juntas, aproximando-se para isso mais os resultados numéricos dos experimentais.

Conclui-se assim que o modelo de dano é capaz de captar os fenómenos globais principais de paredes de alvenaria. No entanto, o comportamento local, altamente dependente das particularidades geométricas, dificilmente consegue ser simulado com este modelo. Em particular, o modelo não consegue representar os deslizamentos ao longo das juntas e que reflecte um comportamento de corte

altamente não linear que um modelo deste tipo não inclui. Estes fenómenos são tão mais importantes quanto menor a dimensão da parede em relação à dimensão das pedras e juntas.

#### *6.1.2.2. Análise numérica da igreja de Gondar*

A modelação numérica da igreja de Gondar foi realizada no programa de cálculo estrutural baseado no método de elementos finitos Cast3M (CEA, 1990). Nesta modelação foram usadas diferentes estratégias de modelação, que englobaram diferentes níveis de complexidade/detalhe geométrico da estrutura, a aplicação ou não de modelos não lineares ao material e ainda diferentes tipos de elementos finitos.

##### 1) Análise modal

A análise da resposta sísmica da igreja foi precedida de uma análise modal realizada nos diferentes modelos considerados neste estudo. Esta análise permitiu conhecer com algum detalhe as características dinâmicas da estrutura e tomar decisões essenciais relacionadas com a posterior análise sísmica da estrutura (nomeadamente sobre o passo de integração e identificação do tipo de sismo mais danoso para a estrutura), tendo também auxiliado na interpretação da resposta da estrutura face à acção sísmica. Da comparação das diferentes análises modais concluiu-se que a resposta não variou muito, estando as principais diferenças relacionadas com as variações de massa e rigidez resultado do processo de criação dos modelos.

##### 2) Análise estática

Antes de qualquer tipo de análise dinâmica, efectuaram-se primeiro análises estáticas nos modelos considerados neste estudo. Estas análises traduziram o estado inicial de tensão e deformação da estrutura, resultantes da acção das cargas permanentes aplicadas sobre a estrutura. A análise das deformações introduzidas pelas cargas permanentes permitiu concluir que a cobertura de madeira, não sendo autoportante, introduz deslocamentos no topo das fachadas laterais, principalmente na zona da nave, empurrando-as para o exterior. Tanto as deformações na igreja que aparecem, sobretudo, devido à cobertura de madeira, como as tracções por elas impostas, são de um modo geral baixas, concentrando-se essencialmente:

- Na parte superior das paredes de fachada laterais da nave nas faces exteriores com valores máximos na ordem dos 100.0KPa e apresentando picos de tensão junto às aberturas;
- Na face interior das fachadas laterais, na intercepção destas com as fachadas de topo e que resultam da deformação fora do plano das fachadas laterais da nave introduzida pelo peso da cobertura.

- Na face interior das fachadas de topo da nave, e que têm origem no efeito de pipa introduzido pela cobertura na nave, deformando as paredes de fachada lateral da nave para o exterior e, consequentemente, as paredes de topo para o interior. Este efeito é agravado pelo travamento das fachadas de topo introduzido pelas madres e cumeeira da cobertura.

No que diz respeito aos valores máximos da tensão de compressão, estes aparecem junto à base na face exterior das fachadas laterais da igreja resultado, não só do efeito de compressão das cargas verticais da estrutura, mas também do efeito de flexão introduzido pela cobertura de madeira.

Nesta análise constatou-se também que o modelo de volume mais detalhado (MCV-A1) apresentava necessidades de tempo de cálculo e de capacidade de armazenamento de resultados demasiado grandes e que seriam agravados ao considerar-se análises dinâmicas e de comportamento não linear material. Assim não se prosseguiu o estudo com este modelo.

### 3) Análise sísmica

A análise sísmica da igreja de Gondar focou o seu comportamento global e começou por ser efectuada para cada um dos modelos considerados neste estudo e para as combinações de acções  $Comb_1$  e  $Comb_2$ , com o objectivo de estudar o efeito individual de cada uma das componentes horizontais do sismo ( $SP1_X$  e  $SP1_Y$ ) na estrutura. Para cada uma das análises efectuadas foram apresentados como resultados as envolventes das tensões principais máximas, as envolventes dos deslocamentos absolutos máximos e as deformadas para deslocamentos máximos registados, que permitiram identificar as zonas mais críticas da estrutura.

Os resultados obtidos para a análise da igreja de Gondar quando submetida à combinação de acções  $Comb_1$  evidenciaram que os maiores esforços (tracção e compressão) se concentram:

#### **Tracção:**

- Nas zonas de intersecção das fachadas perimetrais da nave, mais precisamente na parte interior da igreja junto à cobertura, tendo-se destacado a zona junto à torre sineira;
- Na parte interior da igreja junto à base das fachadas laterais e na parte exterior dessas mesmas fachadas mas agora junto à cobertura. Estas duas zonas de concentração de esforços ocorrem devido ao efeito de flexão das paredes fora do plano induzido pela acção da cobertura e pela acção sísmica, sendo também indicativas de que as fachadas laterais tendem a flectir para o exterior da igreja;
- São ainda de realçar os picos de tracções junto às frestas na face exterior das fachadas laterais da nave.

### **Compressão:**

- Na face exterior das fachadas laterais junto à base devido ao efeito conjunto da compressão e da flexão fora do plano destas paredes. Foi nesta zona que se registou o valor máximo de compressão e a maior concentração de esforços de compressão;
- No exterior da igreja nas zonas de intercepção das fachadas perimetrais da nave, especialmente na zona de intersecção das fachadas F2 e F3;
- E ainda de uma forma localizada, na face inferior do arco cruzeiro (fachada F4) e nos cantos da entrada principal da igreja na fachada frontal (F3), devido à flexão no plano dessas fachadas.

Relativamente à combinação de acções  $Comb_2$  os resultados obtidos evidenciaram que os maiores esforços (tracção e compressão) se concentram:

### **Tracção:**

- Na face interior das paredes de topo da nave (F3 e F4) com maior expressão na fachada frontal (F3). O padrão de distribuição das tracções na face interior da fachada F3 é indicativo do efeito conjunto de flexão dessa fachada em torno dos eixos verticais, definidos pela intersecção das fachadas laterais da nave com essa mesma fachada ( $e_1$  e  $e_2$ ), e da flexão em torno de  $e_3$  quando a parede se deforma fora do seu plano e para o interior da igreja;
- Na face exterior da fachada frontal aparecem também tracções mas com valores inferiores, o que faz sentido uma vez que para a posição de equilíbrio a partir da qual a acção sísmica faz oscilar as fachadas, esta zona encontra-se ligeiramente mais comprimida devido ao efeito de travamento da cobertura;
- Na face exterior da igreja, nas zonas de intercepção das fachadas de topo da nave, em particular da fachada frontal (F3), com ambas as fachadas laterais (F1 e F2), zonas estas onde foram registados os máximos valores de tracção;
- Na face exterior das fachadas laterais da nave junto à cobertura. Como estas tracções são apenas ligeiramente superiores às encontradas na análise da estrutura considerando unicamente as cargas permanentes, conclui-se que são sobretudo o resultado do efeito de pipa introduzido pelo peso da cobertura e não da acção sísmica.



**Compressão:**

- Na face exterior das fachadas laterais, junto à base. Estas compressões aparecem por flexão fora do plano dessas fachadas e devido ao efeito de compressão introduzido pelo peso próprio da estrutura;
- Concentração de compressões na face exterior da igreja, nas zonas de intersecção das fachadas da nave, principalmente junto à torre sineira. Esta concentração origina um fluxo descendente de compressões na fachada F2 até à sua base;
- Nas aberturas das fachadas laterais devido à flexão no plano dessas paredes;
- Na base da fachada frontal em ambas as faces, que aparecem principalmente devido ao movimento de flexão fora do plano dessa parede;
- Na face exterior da fachada frontal devido à rotação da parede em torno dos eixos verticais, definidos pela intercepção das fachadas laterais (F1 e F2) com F3.

Comparando os resultados das análises efectuadas com os vários modelos numéricos para estas combinações de acções, constata-se que de uma forma geral o padrão de concentração de dano, o padrão de concentração de esforços e o padrão de deformação se manteve, sendo de notar que os maiores deslocamentos e, consequentemente, as maiores tensões na estrutura, tanto em regime dinâmico, como em estático foram obtidas na análise efectuada com o modelo de casca em regime linear (MSCL-A1), devido à menor rigidez apresentada por este modelo face aos modelos de volume, principalmente nas zonas de intersecção das fachadas. No que diz respeito aos modelos de volume, o modelo com comportamento não linear (MSVNL-A1) apresentou de uma forma geral maiores deslocamentos. Esta maior deformabilidade das paredes de fachada deve-se essencialmente ao dano de tracção introduzido pelo modelo de dano contínuo.

Foram ainda consideradas neste estudo as combinações de acções  $Comb_3$  e  $Comb_4$ , nas quais, para além das acções sísmicas em cada uma das direcções horizontais (XX e YY), foi considerada a componente sísmica na direcção vertical (ZZ). Estas duas combinações serviram para aferir a influência da componente vertical dos sismos no comportamento global da estrutura, uma vez que é uma acção que pode provocar a redução cíclica do efeito benéfico da componente gravítica que, em certa medida, comanda e caracteriza o comportamento deste tipo de paredes, podendo assim aumentar a sua vulnerabilidade à acção sísmica.

Constatou-se que a introdução da componente vertical no cálculo sísmico não alterou em quase nada a resposta da estrutura, em comparação com os resultados obtidos para as combinações de acções  $Comb_1$

e  $Comb_2$ . Isto significa que neste tipo de igrejas baixas e robustas, a componente vertical do sismo tem uma influência desprezável no comportamento global da estrutura.

Sendo a igreja de Gondar uma estrutura de grande dimensão, quando comparada com as estruturas ensaiadas em laboratório, os fenómenos locais próprios da alvenaria diluem-se no seu comportamento global, tendendo o seu funcionamento para o funcionamento do material homogéneo para o qual o modelo de dano foi construído. Como resultado, “acredita-se” ser este modelo capaz de se aproximar mais do comportamento real da estrutura do que no caso dos ensaios realizados em laboratório.

A utilização do modelo de dano contínuo apresentou assim vantagens claras relativamente a uma simples análise linear, uma vez que a consideração do desenvolvimento acumulativo de dano na estrutura, tanto em tracção como em compressão, fornece uma melhor percepção da forma como este se propaga e dos níveis máximos de esforço a que a estrutura se encontra sujeita.

#### 4) Soluções de reforço

Na sequência da análise sísmica da igreja de Gondar foi analisada a influência de algumas soluções de reforço colocadas ao nível do plano da cobertura com o objectivo de introduzir na estrutura uma rigidez adicional materializada no confinamento e na ligação das paredes. Neste estudo foram consideradas as seguintes situações de reforço:

- **S1** – Colocação de tirantes metálicos a ligar as fachadas laterais da nave;
- **S2** – Colocação de uma viga de coroamento em B.A. nas fachadas da nave;
- **S3** – Acção conjunta das soluções S1 e S2.

Desse estudo apresentam-se algumas das conclusões mais interessantes resultantes da aplicação de cada uma destas soluções de reforço ao modelo simplificado de volume não linear (MSVNL).

#### **Solução S1**

- Os maiores danos de tracção aparecem nas zonas de intersecção das fachadas perimetrais da nave.
- Redução da área traccionada relativamente ao modelo inicial, principalmente nas fachadas laterais, e redução do dano de tracção. A diminuição do dano de tracção reduziu ainda os níveis de compressão na alvenaria;
- Redução dos níveis de deformação da igreja tanto em regime estático como dinâmico;
- Os tirantes demonstraram ter um efeito reduzido no comportamento global da estrutura quando a acção sísmica actua na direcção longitudinal da igreja;

- Os tirantes, tanto para as acções permanentes, como para as acções dinâmicas mantêm-se sempre traccionados, o que confirma que esta cobertura pelas suas características tem uma grande influência no comportamento da igreja;
- O tirante mais solicitado em termos dinâmicos é o colocado junto à torre sineira devido ao efeito dinâmico introduzido por esta, principalmente quando solicitada por acções dinâmicas a actuar na direcção transversal da igreja;

### Solução S2

- A viga de coroamento absorve grande parte dos esforços provocando uma redução da área traccionada relativamente ao modelo inicial não reforçado, principalmente na face interior das fachadas laterais, exercendo um efeito benéfico sobre as paredes de alvenaria;
- Níveis de tracção registados nas vigas de coroamento muito abaixo da sua capacidade resistente;
- Em termos de dano de tracção, este reforço mostrou-se bastante benéfico, principalmente para a *Comb<sub>2</sub>*. A viga de coroamento reduz bastante o dano de tracção nas intersecções das fachadas da nave;
- Esta solução não se revelou tão eficaz como os tirantes metálicos (S1) na redução do dano de tracção nas fachadas laterais.

### Solução S3

- Os tirantes metálicos diminuem as tracções nas vigas, relativamente á solução S2, e as vigas aliviam os esforços nos tirantes metálicos comparativamente com a solução S1. Daqui se conclui que a junção destas duas soluções conduz a um funcionamento simbiótico, em que cada uma das soluções anteriores beneficia do funcionamento conjunto;
- O dano de tracção desaparece quase totalmente em toda a igreja excepto nas ligações das fachadas laterais à fachada frontal da igreja.

## 6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Apesar de se considerar que foram atingidos os objectivos definidos para este trabalho, existe obviamente um campo muito vasto de assuntos tanto no domínio experimental como no domínio numérico que merecem um desenvolvimento mais aprofundado no futuro.

- **Análise experimental**

O tipo e o número de ensaios experimentais efectuados no decorrer deste trabalho são muito limitados no sentido de fornecer um conhecimento aprofundado do comportamento de estruturas em alvenaria de pedra. A caracterização deste tipo de materiais exige extensas campanhas de ensaios experimentais recorrendo a diferentes configurações, capazes de evidenciar os fenómenos que condicionam o seu comportamento. A dimensão das pedras, a sua regularidade e a influência da dimensão das paredes e da ligação a septos transversais, deverá ser também estudada em laboratório.

Para além do comportamento global deste material deverá também ser bem caracterizado o comportamento dos materiais constituintes da alvenaria de pedra; o comportamento individual das juntas, dos blocos de pedra e do enchimento, aferindo a influência de cada um deles no comportamento global.

- **Análise numérica**

Em termos do programa de cálculo usado, Cast3M, por um lado deverá ser melhorada a interface gráfica tornando-a mais *user friendly*, por outro deverá também ser melhorado o interface entre os programas nos quais é gerada a geometria das estruturas analisadas, como por exemplo o AutoCAD, e o próprio programa de cálculo. Este tipo de alteração facilitará bastante este tipo de análises, tornando-as mesmo mais atractivas para uso corrente.

Perseguindo este tipo de modelo para simular estruturas de alvenaria de pedra, novos desenvolvimentos tem que ser feitos por forma a colmatar as dificuldades encontradas ao longo deste trabalho. Com este trabalho verificou-se que a aplicação realista do modelo de dano contínuo na simulação de estruturas de alvenaria de pedra necessita de alterações do modelo ao nível do seu algoritmo por forma a incorporar novos parâmetros que tenham em conta os fenómenos particulares deste tipo de material, nomeadamente uma maior dissipação de energia por deslizamento das juntas, um aspecto de particular importância quando estão envolvidas acções cíclicas/dinâmicas.

No sentido de simplificar a criação dos modelos numéricos, principalmente ao nível geométrico, deverá ainda ser considerada a adaptação em Cast3M do modelo de dano contínuo aplicado a elementos de casca.

Este estudo deverá ser aplicado agora a estruturas de igrejas menos robustas, mais altas e esbeltas, de modo a verificar o comportamento induzido por acções sísmicas neste tipo de estrutura e estudar as diferenças em relação à construção mais robusta analisada.

Finalmente, será interessante aplicar a mesma metodologia a edifícios correntes de alvenaria com pisos e coberturas de madeira, sendo também interessante avaliar a influência desses mesmos pisos e coberturas no funcionamento global dessas construções.

## BIBLIOGRAFIA





## BIBLIOGRAFIA

### A

---

Acary, V., Jean, M. - *Numerical simulation of monuments by the contact dynamics method*. In: Monument 98 - Workshop on Seismic Performance of Monuments, Lisboa, LNEC, 1998.

Autodesk, Inc. - <http://usa.autodesk.com>, AutoCAD, 2002.

### B

---

Ballarin, A. W., Nogueira, M. - *Caracterização elástica da madeira de eucalyptus citriodora*. CERNE. 9 (2003).

Barbosa, R. E. - *Discontinuous structural analysis*. In: 11th World Conference on Earthquake Engineering, Elsevier, 1996.

Berto, L., Scotta, R., Vitaliani, R., Saetta, A. - *An orthotropic damage model for non linear masonry walls analysis: Irreversible strain and friction effects*. In: Historical Constructions, Guimarães, Portugal, 2001,

Betti, M., Orlando, M., Vignoli, A. - *Modelling and analysis of an italian castle under earthquake loading: diagnosis and strengthening*. In: Structural Analysis of Historical Constructions, New Delhi, India, 2006.

Bianco, L. - *Masonry and the Modernist Ethic*. TMS Journal. 18:2 (2000).

Binda, L. - *Sperimentazione di tecniche di intervento di miglioramento strutturale su edifici in muratura nei centri storici: caratterizzazione meccanica delle murature in pietra della Lunigiana e verifica sperimentale dell'efficienza delle tecniche d'intervento per la riparazione ed il consolidamento degli edifici in muratura*. 1998.

### C

---

Cabrita, A. M. R. - *Fazer património: Memória, Identidade, Modernidade*. In: Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas, LNEC, Lisboa, Portugal, 2000.

Calderini, C., Lagomarsino, S. - *Continuum model for in-plane anisotropic inelastic behavior of masonry*. Journal of Structural Engineering. (2008). p. 209-220.

Campos Costa, A. P. N. - *A acção dos sismos e o comportamento das estruturas*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1993.

Carvalho, E. C. - *Anexo Nacional do Eurocódigo 8: Consequências para o dimensionamento sísmico em Portugal*. In: SÍSMICA 2007 - 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, Porto, Portugal, 2007.

Casolo, S. - *Macroscopic modelling of structured materials: Relationship between orthotropic Cosserat continuum and rigid elements*. International Journal of Solids and Structures. 43:3-4 (2004a). p. 475-496.

Casolo, S. - *Modelling in-plane micro-structure of masonry walls by rigid elements*. International Journal of Solids and Structures. 41:13 (2004b).

Casolo, S., Peña, F. - *Rigid element model for in-plane dynamics of masonry walls considering hysteretic behaviour and damage*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. (2007). p. 1029-1048.

CEA - *Visual Cast3M - Guide d'utilisation*. France: 1990.

CEN - *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*. Part 1: (EN 1998 -1: 2005). 2005.

CEN - *Eurocode 5: Projecto de Estruturas de Madeira*. Parte 1.1: (NP ENV 1995-1-1). IPQ, Lisboa, 1998a.

CEN - *Eurocode 3: Projecto de estruturas de aço*. Parte 1: (EN 1993-1-1: 1998). 1998b.

Cervera, M. - *Viscoelasticity and rate-dependent continuum damage models*. Barcelona: CIMNE: Monograph M79, 2003.

CIMNE - <http://gid.cimne.upc.es/index.html>, GiD, 2007.

Clemente, R., Roca, P., Cervera, M. - *Damage model with crack localization – Application to historical buildings*. In: Structural Analysis of Historical Constructions, New Delhi, India, 2006.

Combescure, D. - *RAPPORT DM2S - Modélisation des structures de genie civil sous chargement sismique a l' aide de Castem 2000*. 2000.

Costa, A. - *Acetatos das aulas de Conservação e Reabilitação de Estruturas (CRE)*. Porto: 2004a.

Costa, A. A. - *Experimental testing of lateral capacity of masonry piers. An application to seismic assesment of AAC masonry buildings*. Pavia: Università degli Studi di Pavia - Rose School, 2007.

Costa, A. A., Silva, B., Costa, A., Guedes, J. M., Arêde, A. - *Structural behaviour of a masonry wall under horizontal cyclic load; experimental and numerical study*. In: Structural Analysis of Historical Constructions, New Delhi, India, 2006.

Costa, C. - *Implementação do modelo de dano em tracção e compressão com plasticidade no programa Cast3M*. Laboratório ELSA, 2004b.

Cundall, P. A. - *A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems*. In: Symposium on Rock Fracture (ISRM), Nancy, France, 1971.

---

**F**

Faria, R. - *Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão através de um modelo de dano contínuo*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1994.

Faria, R., Olivier, J. - *A strain-based viscous-plastic-damage model for massive concrete structures*. International Journal of Solids and Structures. 35 (1998). p. 1533-1558.

Faria, R., Olivier, J. - *A rate dependent plastic-damage constitutive model for large scale computations in concrete structures*. Barcelona - Espanha: Centro Internacional em Métodos Numéricos en Ingeniería, 1993.

Faria, R., Pouca, N. V., Delgado, R. - *Simulation of the cyclic behaviour of R/C rectangular hollow section bridge piers via a detailed numerical model*. Journal of Earthquake Engineering. 8:5 (2004). p. 725-748.

---

**I**

IHRU - <http://www.monumentos.pt/>. 2001.

Instruments, National - LabView, <http://www.ni.com/>. 2006.

---

**J**

Jean, M. - *Frictional contact in collections of rigid or deformable bodies: numerical simulation of geomaterial motions*. Mechanicals of Geomaterial Interfaces. (1995). p. 463-486.

**L**

---

Lagomarsino, S., Gambarotta, L. - *Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part I: The mortar joint model and its applications*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 26 (1997). p. 423-439.

Lemos, J. V. - *Discrete element modelling of masonry structures*. International Journal of Architectural Heritage. (2007). p. 190 - 213.

Lourenço, P. B. - *Analysis of historical constructions: From thrust-lines to advanced simulations*. Guimarães, Portugal: 2001.

Lourenço, P. B. - *Computational strategies for masonry structures*. Delft: Delft University of Technology, 1996.

Lourenço, P. B. - *Computations on historic masonry structures*. (2002).

Lourenço, P. B. - *Homogenisation approaches for structural analysis of masonry buildings*. In: Structural Analysis of Historical Constructions, New Delhi, India, 2006.

**M**

---

Munjiza, A. - *The combined finite-discrete element method*. Chichester John Wiley, 2004.

**N**

---

Nejati, M. - *Seismic behavior of capacity designed masonry walls in low seismicity regions*. University of Kassel, 2005.

Nilson - *Pyramids of Egypt I*. 2005.

**O**

---

Orduña, A., Roeder, G., Araiza, J. - *Development of macro-block models for masonry walls subject to lateral loading*. In: Structural Analysis of Historical Constructions, New Delhi, India, 2006.

**P**

---

Petricin, N. - *Aspects of discrete element modelling involving facet-to-facet contact detection and interaction*. U.K.: University of Wales, 1996.

Priestley, M. J. N. - *Myths and fallacies in earthquake engineering revisited*. Pavia: IUSS Press, 2003.

---

Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., Kowalsky, M. J. - *Displacement-Based Seismic Design of Structure*. Pavia: IUSS Press - Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, 2007.

**R**

---

Roque, J. C. A. - *Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria*. Guimarães: Universidade do Minho, 2002.

Roque, J. C. A., Oliveira, D. V., Lourenço, P. B. - *Avaliação do comportamento sísmico da Igreja de Santa Maria de Belém*. In: SÍSMICA 2007 - 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, Porto, Portugal, 2007.

**S**

---

Saetta, A., Berto, L., Scotta, R., Vitaliani, R. - *An orthotropic damage model for masonry structures*. International Journal for Numerical Methods in Engineering. 55 (2002). p. 127–157.

Saetta, A., Scotta, R., Vitaliani, R. - *An orthotropic fourth-rank damage model for masonry structures*. In: European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, ECOMAS 2000, Barcelona, Spain, 2000.

Symekezys, C. A. - *Seismic protection of historical structures and monuments*. Wiley InterScience - Structural Control and Health Monitoring. 13 (2005). p. 958-979.

**V**

---

Vanmarckle, C. H., Cornell, C. A., Gasparini, D. A., Hou, S. N. - *SIMQKE - Simulation of earthquake ground motion*. Cambridge, Massachusetts: MIT, 1969.

Vasconcelos, G. - *Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls*. Guimarães: Universidade do Minho, 2005.

Vicente, R., Varum, H., Mendes da Silva, J. A. R., Lagomarsino, S., Parodi, S. - *Metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos à escala do centro histórico*. In: SÍSMICA 2007 - 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, Porto, Portugal, 2007.